



M 2016

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ANÁLISE E APLICAÇÃO DE METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS PARA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

GUSTAVO DAVID AMARAL ALVES

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL - ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

ANÁLISE E APLICAÇÃO DE METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS PARA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

GUSTAVO DAVID AMARAL ALVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

Co-Orientador: Engenheiro Nuno Pereira

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A persistência é o menor caminho do êxito

Charles Chaplin

*Começa, assim, a viagem em busca de uma Índia nova,
que não existe no espaço, em naus que são construídas daquilo que os sonhos são feitos*

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado com muito empenho pessoal, mas não teria sido possível sem a contribuição de muitas pessoas que, de uma maneira ou de outra, me foram ajudando ao longo do meu percurso e em relação às quais eu gostaria de expressar o meu sincero agradecimento.

Começo por agradecer ao professor Xavier Romão pelo empenho, dedicação, orientação, disponibilidade e desafio transmitidos ao longo deste trabalho, bem como pelos esclarecimentos e bibliografia cedida em várias fases ao longo dos últimos meses.

Agradeço também ao Nuno pela ajuda prestada em fases complexas do trabalho e pela experiência e motivação transmitidas nos momentos em que a dificuldade, admito, foi grande.

Aos meus colegas do futebol que me foram acompanhando ao longo de 12 anos e com os quais vivi muitas emoções, o meu muito obrigado. Com eles aprendi muitos valores de amizade e espírito de grupo que vão muito para além do conhecimento científico.

Aos meus colegas de faculdade e amigos agradeço pelo espírito de grupo e solidariedade demonstrados ao longo destes cinco anos, porque sem eles este trabalho não seria possível. Agradeço com especial carinho aos meus amigos Borges, Chica, Filipa, Henrique, Lili, Pinto, Pona, Rita e Tó por me terem acompanhado nesta viagem intensa e difícil com o seu apoio, alegria e amizade em vários momentos.

Aos meus pais estou eternamente grato por tudo o que fizeram e fazem por mim todos os dias e, em especial, ao longo destes cinco anos em que em alguns momentos tive de abdicar do tempo em família. Agradeço também pela compreensão, paciência e ajuda em todos os momentos e por estarem sempre do meu lado.

RESUMO

A vulnerabilidade sísmica de uma grande parte dos edifícios da atualidade é elevada e constitui uma preocupação da sociedade moderna, uma vez que os impactes dos fenómenos sísmicos são muitas vezes devastadores. Surgem, neste sentido, metodologias simplificadas de avaliação de segurança sísmica que permitam catalogar os edifícios existentes quanto à sua vulnerabilidade e que sirvam como a base de futuras ações de reabilitação e reforço sísmico.

No trabalho desenvolvido, o Método Japonês foi aplicado a quatro edifícios de betão armado com o objetivo de avaliar a sua vulnerabilidade sísmica e perceber a sua capacidade de filtrar edifícios com dimensionamento sismo resistente e edifícios dimensionados apenas para ações gravíticas.

Após a aplicação do método aos edifícios propostos, foi realizada a sua modelação em *OpenSees* com o objetivo de fazer uma análise mais detalhada que suporte os resultados do método. A modelação passou pela consideração do comportamento não linear à flexão de vigas e pilares, bem como o comportamento não linear à compressão das paredes de alvenaria exteriores. O esforço transversal foi considerado elástico e linear nos modelos efetuados, sendo que foram feitas verificações no pós processamento dos resultados com base na Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3). Nesta base, foram selecionados 20 pares de registos sísmicos rodados em 19 orientações, considerando assim o efeito do ângulo de incidência dos sismos, num total de 380 análises dinâmicas não lineares para cada edifício. De seguida, foi realizada uma distribuição estatística dos resultados visando, sobretudo, apresentar os rácios obtidos para as exigências máximas de rotação das secções e respetivas capacidades, apresentar os rácios obtidos para os esforços transversos máximos e respetivos valores limite preconizados pelo EC8-3 e ainda apresentar os deslocamentos relativos máximos entre pisos, normalizados pela altura de cada piso.

Finalmente, foi feita uma avaliação crítica dos resultados obtidos pelo Método Japonês e os que resultaram das análises não lineares e dinâmicas efetuadas, concluindo que a base do método é robusta e que este apresenta potencial para ser utilizado na avaliação de edifícios de betão armado a larga escala em Portugal. Não obstante, é importante calibrar os valores de alguns parâmetros sugeridos pela norma japonesa à realidade nacional e prosseguir com trabalhos semelhantes ao realizado nesta dissertação, aumentando assim a base de dados dos edifícios avaliados e, portanto, a consistência das conclusões retiradas.

PALAVRAS-CHAVE: Vulnerabilidade Sísmica, Metodologias Simplificadas, Método Japonês, Análise Não Linear Dinâmica, Distribuição Estatística.

ABSTRACT

The high seismic vulnerability of a large part of existing buildings is a concern of modern society, since the impacts of earthquakes are often devastating. In this regard, simplified methodologies for the seismic safety assessment of existing buildings have been developed to classify the vulnerability of these structures and to define basis for future actions of rehabilitation and seismic strengthening.

In this thesis, the Japanese Method has been applied to four reinforced concrete buildings in order to assess their seismic vulnerability and analyse its ability to identify buildings with earthquake resistant design and buildings designed for gravity loads only.

After the application of the proposed method to the selected buildings, nonlinear numerical models of the structures were analysed with OpenSees to obtain a more detailed assessment of their performance under earthquake loads which could support the results of the method. The modelling strategy considered the nonlinear bending behaviour of beams and columns, as well as the nonlinear compression behaviour of the elements representing the exterior masonry infill walls. Shear behaviour was considered linear elastic and post processing analyses of the shear force values were carried out based in Part 3 of Eurocode 8 (EC8-3). Earthquake demand was defined by 20 pairs of real ground motions which were rotated for 19 orientations to account for the effect of the angle of incidence of earthquakes, thus making a total of 380 nonlinear dynamic analyses for each building. A statistical analysis of the results was then carried out to determine the demand-to-capacity ratios defining the representative performance of the buildings in terms of chord rotations, shear forces and interstorey drift.

Finally, a critical analysis of the results obtained by the Japanese method was made considering the results obtained from the nonlinear dynamic analyses. It was concluded that the basis of the Japanese method is robust and has the potential to be used in the evaluation of reinforced concrete buildings in Portugal. Nevertheless, it is important to calibrate the value of some of the parameters suggested by the Japanese standard to the national scenario. Furthermore, it is also important to perform additional validation and calibration analyses similar to those carried out in this thesis to increase the database of case study buildings and, therefore, the consistency of the conclusions made herein.

KEYWORDS: Seismic Vulnerability, Simplified Methodologies, Non linear dynamic analysis, Japanese Method, Statistical Distribution.

ÍNDICE GERAL

RESUMO.....	I
ABSTRACT.....	III
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. VISÃO GERAL.....	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	3
2. SISMOS E OS SEUS EFEITOS NOS EDIFÍCIOS	5
2.1. SISMICIDADE NA TERRA	5
2.1.1. ESTRUTURA INTERNA DA TERRA.....	5
2.1.2. MAGNITUDE E INTENSIDADES DE UM SISMO	6
2.1.3. TECTÓNICA DE PLACAS	6
2.1.3.1. Teoria do Ressalto Elástico.....	8
2.1.3.2. Sismicidade interplaca e intraplaca.....	10
2.2. ONDAS SÍSMICAS	11
2.2.1. ALGUNS CONCEITOS	11
2.2.2. ONDAS PROFUNDAS.....	12
2.2.3. ONDAS SUPERFICIAIS.....	13
2.3. PORTUGAL E O SEU CONTEXTO SISMO TECTÓNICO	14
2.4. EFEITOS DOS SISMOS NOS EDIFÍCIOS.....	16
2.4.1. PREÂMBULO	16
2.4.2. MOVIMENTOS NO PLANO DE FALHA	17
2.4.3. TSUNAMIS	18
2.4.4. VIBRAÇÃO DO SOLO	19
2.4.5. LIQUEFAÇÃO	22
2.4.6. DESLIZAMENTO DE TERRENOS.....	23
2.4.7. SUBSIDIÊNCIA.....	23

2.5. IMPACTES DOS SISMOS.....	24
2.5.1. DESCRIÇÃO.....	24
2.5.2. COMPARAÇÃO ENTRE SISMOS E OUTRAS CATÁSTROFES.....	25
2.5.3. IMPACTES.....	25
2.5.3.1. Impactes Diretos.....	25
2.5.3.2. Impactes Imateriais.....	26
2.5.3.3. Impactes Indiretos.....	27
3. METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS DE AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA SÍSMICA.....	31
3.1. PREÂMBULO.....	31
3.2. FEMA 154 (2002).....	32
3.3. MÉTODO DO ASCE 41 (2013).....	33
3.4. MÉTODO DO REGULAMENTO ROMENO.....	36
3.5. MÉTODO P25.....	39
3.6. MÉTODO JAPONÊS.....	41
3.7. MÉTODO PROPOSTO NA TURQUIA.....	43
3.8. MÉTODO DA NBCC (2010).....	45
3.9. MÉTODO PROPOSTO PARA EDIFÍCIOS DE ALVENARIA DE TIJOLO EM VIENA.....	46
3.10. MÉTODO PROPOSTO POR SINHA E GOYAL (2004).....	49
3.11. PROPOSTA DE MÉTODO PARA SELEÇÃO DA METODOLOGIA A UTILIZAR.....	51
3.12. VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS MÉTODOS DESCRITOS.....	54
3.12.1. FEMA 154 (2002).....	54
3.12.1.1. Vantagens.....	54
3.12.1.2. Desvantagens.....	54
3.12.2. MÉTODO DO ASCE 41-13.....	54
3.12.2.1. Vantagens.....	54
3.12.2.2. Desvantagens.....	54
3.12.3. MÉTODO DO REGULAMENTO ROMENO.....	55
3.12.3.1. Vantagens.....	55
3.12.3.2. Desvantagens.....	55

3.12.4. MÉTODO P25	55
3.12.4.1. Vantagens	55
3.12.4.2. Desvantagens	56
3.12.5. MÉTODO JAPONÊS	56
3.12.5.1. Vantagens	56
3.12.5.2. Desvantagens	56
3.12.6. MÉTODO PROPOSTO NA TURQUIA	57
3.12.6.1. Vantagens	57
3.12.6.2. Desvantagens	57
3.12.7. MÉTODO DA NBCC 2010	58
3.12.7.1. Vantagens	58
3.12.7.2. Desvantagens	58
3.12.8. MÉTODO PROPOSTO PARA EDIFÍCIOS DE ALVENARIA DE TIJOLO EM VIENA.....	58
3.12.8.1. Vantagens	58
3.12.8.2. Desvantagens	59
3.12.9. MÉTODO PROPOSTO POR SINHA E GOYAL (2004)	59
3.12.9.1. Vantagens	59
3.12.9.2. Desvantagens	59
3.13. CONCLUSÕES/DISCUSSÃO.....	59
4. DESCRIÇÃO DETALHADA DO MÉTODO JAPONÊS	63
4.1. PREÂMBULO	63
4.2. CONCEITO DO MÉTODO JAPONÊS	65
4.3. NÍVEL 1 DE APLICAÇÃO	69
4.3.1. INSPEÇÃO PRELIMINAR DO EDIFÍCIO	69
4.3.2. SUB-ÍNDICE E_0 E SUB-ÍNDICE F	69
4.3.3. SUB-ÍNDICE C.....	71
4.3.4. FATOR DE MODIFICAÇÃO AO CORTE	74
4.3.5. SUB-ÍNDICE S_D	76
4.3.6. SUB-ÍNDICE T	82
4.4. CÁLCULO DE I_S.....	85

4.5. OUTRAS PUBLICAÇÕES SOBRE O MÉTODO JAPONÊS.....	85
4.5.1. PUBLICAÇÃO DA PAHO (2000)	85
4.5.1.1. Refinamento do cálculo das paredes de betão armado.....	85
4.5.1.2. Aditamento de paredes de alvenaria.....	86
4.5.1.3. Pilares	87
4.5.2. ADAPTAÇÃO DE I_s À REALIDADE PORTUGUESA	87
4.5.3. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA	88
4.5.3.1. Pórtico sem enchimento de alvenaria de tijolo (M1)	89
4.5.3.2. Pórtico com enchimento de alvenaria de tijolo	90
4.6. CÁLCULO DE I_{s0}.....	92
4.6.1. ADAPTAÇÃO À REALIDADE DO EC8	92
4.6.2. DESCRIÇÃO DOS PARÂMETROS PRESENTES NA FÓRMULA DE CÁLCULO DE I_{s0}	95
4.6.2.1. Considerações sobre λ	95
4.6.2.2. Considerações sobre o coeficiente de comportamento (q).....	96
4.7. TOMADA DE DECISÃO	98
4.7.1. TOMADA DE DECISÃO APRESENTADA NA NORMA JAPONESA	98
4.7.2. PUBLICAÇÕES DE BODUROGLU ET AL. (2004).....	98
4.7.3. OUTRAS PUBLICAÇÕES SOBRE A TOMADA DE DECISÃO	100
4.7.4. NOTAS ADICIONAIS.....	100
5. APLICAÇÃO DO MÉTODO JAPONÊS A CASOS DE ESTUDO	101
5.1. INTRODUÇÃO	101
5.2. EDIFÍCIO 1 COM PAREDES DE ALVENARIA.....	102
5.2.1. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO	102
5.2.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO	105
5.2.2.1. Cálculo de I_s	105
5.2.2.2. Cálculo de I_{s0}	108
5.3. EDIFÍCIO 2 COM PAREDES DE ALVENARIA.....	110
5.3.1. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO	110
5.3.1.1. Dimensionamento de pilares	110
5.3.1.2. Dimensionamento de vigas	112

5.3.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO.....	114
5.3.2.1. Cálculo de I_s	114
5.3.2.2. Cálculo de I_{s0}	116
5.4. EDIFÍCIO 1 SEM PAREDES DE ALVENARIA	116
5.5. EDIFÍCIO 2 SEM PAREDES DE ALVENARIA	117
5.6. CONCLUSÕES	118
5.6.1. EDIFÍCIO 1 COM PAREDES DE ALVENARIA.....	119
5.6.2. EDIFÍCIO 2 COM PAREDES DE ALVENARIA.....	120
5.6.3. EDIFÍCIO 1 SEM PAREDES DE ALVENARIA	121
5.6.4. EDIFÍCIO 2 SEM PAREDES DE ALVENARIA	121
5.6.5. COMPARAÇÕES ENTRE OS EDIFÍCIOS 1 E 2.....	122
5.6.5.1. Com alvenarias.....	122
5.6.5.2. Sem alvenarias.....	123
5.6.6. COMPARAÇÕES ENTRE EDIFÍCIOS 1	124
5.6.7. COMPARAÇÕES ENTRE EDIFÍCIOS 2.....	124
6. MODELAÇÃO DOS EDIFÍCIOS PARA A ANÁLISE NÃO LINEAR	127
6.1. PREÂMBULO	127
6.2. DESCRIÇÃO DO MODELO <i>OPENSEES</i>.....	127
6.2.1. MATERIAIS, APOIOS, MASSAS E AÇÕES GRAVÍTICAS	127
6.2.2. TIPOS DE BARRAS.....	129
6.2.2.1. Vigas e pilares	129
6.2.2.2. Alvenarias	131
6.2.3. ELEMENTOS DE MOLA	133
6.2.3.1. Comprimento de corte do vão	134
6.2.3.2. Cálculo de φ_y	135
6.2.3.3. Cálculo de M_y e θ_y	137
6.2.3.4. Cálculo de $\theta_{cap, pl}$	138
6.2.3.5. Cálculo de M_u	141
6.2.3.6. Cálculo de θ_{pc}	142
6.2.4. ESCORAS.....	143
6.2.5. VALIDAÇÃO DO MODELO	146
6.2.6. SELEÇÃO DE REGISTOS SÍSMICOS.....	149

7. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	151
7.1. NOTAS PRÉVIAS	151
7.2. RESULTADOS DO EDIFÍCIO 1 SEM ALVENARIAS	152
7.3. RESULTADOS DO EDIFÍCIO 1 COM ALVENARIAS	161
7.4. RESULTADOS DO EDIFÍCIO 2 SEM ALVENARIAS	170
7.5. RESULTADOS DO EDIFÍCIO 2 COM ALVENARIAS	173
7.6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E COMPARAÇÃO COM A TOMADA DE DECISÃO DO MÉTODO JAPONÊS	180
7.6.1. COMPARAÇÃO ENTRE EDIFÍCIOS 1	180
7.6.2. COMPARAÇÃO ENTRE EDIFÍCIOS 2	181
7.6.3. COMPARAÇÃO ENTRE O EDIFÍCIO 1 E O EDIFÍCIO 2 SEM ALVENARIAS	182
7.6.4. COMPARAÇÃO ENTRE O EDIFÍCIO 1 E O EDIFÍCIO 2 COM ALVENARIAS	182
8. CONCLUSÃO	183
8.1. SÍNTESE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	183
8.2. PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS.....	185
REFERÊNCIAS	187
ANEXOS.....	1
ANEXO A. DEDUÇÃO MATEMÁTICA DE Φ	3
ANEXO B. CÁLCULO DE I_{s0}	5
B.1. NÍVEL 1 DE APLICAÇÃO	5
B.2. NÍVEIS 2 E 3 DE APLICAÇÃO	5
ANEXO C. DESCRIÇÃO DO MÉTODO JAPONÊS PARA ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS	7
C.1. DESCRIÇÃO DE I_n	7
C.1.1. Nível 1 de aplicação	7
C.1.2. Nível 2 de aplicação	9
C.1.3. Nível 3 de aplicação	12
C.2. SOBRE I_{n0}	13

ANEXO D. CÁLCULO DE I_n PARA OS CASOS DE ESTUDO	15
D.1. CÁLCULO DE I_n PARA O EDIFÍCIO 1	15
D.2. CÁLCULO DE I_n PARA O EDIFÍCIO 2	15
ANEXO E. ESQUEMA DOS MODELOS M1, M2, M3 E M6 DOS ENSAIOS DE PIRES (1990).....	17
ANEXO F. DEDUÇÃO DA MASSA MODAL EFETIVA.....	21
ANEXO G. NÍVEL 2 DE APLICAÇÃO DO MÉTODO JAPONÊS	23
G.1. INSPEÇÃO PRELIMINAR DO EDIFÍCIO	23
G.2. SUB-ÍNDICE E_0	23
G.3. SUB-ÍNDICE F	24
G.4. AVALIAÇÃO DO FATOR DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA EFETIVA	27
G.5. SUB-ÍNDICE C.....	29
G.6. SUB-ÍNDICE S_D	29
G.7. SUB-ÍNDICE T	31
ANEXO H. NÍVEL 3 DE APLICAÇÃO DO MÉTODO JAPONÊS	37
H.1. INSPEÇÃO PRELIMINAR DO EDIFÍCIO	37
H.2. SUB-ÍNDICE E_0	37
H.3. SUB-ÍNDICE F	38
H.4. SUB-ÍNDICE C.....	41
H.5. SUB-ÍNDICES T E S_D	42
ANEXO I. DESENHOS SUPLEMENTARES	43
ANEXO J. CÁLCULOS SUPLEMENTARES	49
J.1. EDIFÍCIO 1 COM ALVENARIAS	49
J.2. EDIFÍCIO 2 COM ALVENARIAS	49
ANEXO K.	53
K.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO POR BRZEV (2009) PARA AS ALVENARIAS DO EDIFÍCIO 1	53
K.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO POR BRZEV (2009) PARA AS ALVENARIAS DO EDIFÍCIO 2	54

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Modelos da estrutura interna da Terra (Adaptado de HSTRY, 2016).	5
Fig. 2.2 – Diferentes placas tectónicas no globo (Adaptado de Silva et al., 2008).	7
Fig. 2.3 – Tipos de limites de placas tectónicas (Lapa, 2016).	8
Fig. 2.4 – Evolução da tensão tectónica ao longo do tempo (a azul) e limite de resistência da rocha (a magenta).	9
Fig. 2.5 – Modelo do ressalto elástico para a rotura sísmica de uma falha geológica (Adaptado de Lopes, 2008).	9
Fig. 2.6 – Atividade sísmica na Terra (Adaptado de Lopes, 2008).	11
Fig. 2.7 – Alguns conceitos associados a fenómenos sísmicos (Adaptado de Correia, 2013).	12
Fig. 2.8 – Representação esquemática das ondas P (Adaptado de Britannica, 2016).	12
Fig. 2.9 – Representação esquemática das ondas S (Adaptado de Britannica, 2016).	13
Fig. 2.10 – Representação esquemática das ondas de Rayleigh (Adaptado de Britannica, 2016).	13
Fig. 2.11 – Representação esquemática das ondas de Love (Adaptado de Britannica, 2016).	14
Fig. 2.12 – Ilustração do contexto sismo tectónico de Portugal (Adaptado de Lopes, 2008).	14
Fig. 2.13 – Falhas ativas (traços a cheio) e falhas possivelmente ativas (a tracejado) em Portugal continental, segundo Cabral (1955) (Adaptado de Lopes, 2008).	15
Fig. 2.14 – Desvio no traçado de uma linha ferroviária que interseta o traço de uma falha que entrou em rotura acompanhada de movimento entre bordos (Adaptado de Lopes, 2008).	17
Fig. 2.15 – Rotura de uma conduta que atravessa o plano da falha no sismo de El Asnam (1980) (Adaptado de Lopes, 2008).	18
Fig. 2.16 – Destruição provocada por um tsunami (Adaptado de Lopes, 2008).	19
Fig. 2.17 – Ilustração de uma casa arrombada com as alvenarias de tijolo a ficarem completamente desfeitas aquando do tsunami de Sumatra (2004) (Adaptado de Lopes, 2008).	19
Fig. 2.18 – Colapso generalizado de um edifício em Angra do Heroísmo durante o sismo de 1980 (Adaptado de Lopes, 2008).	20
Fig. 2.19 – Embate de edifícios adjacentes (Adaptado de Lopes, 2008).	21
Fig. 2.20 – Ilustração de um colapso tipo "panqueca" ocorrido durante o sismo de 1985 no México (Adaptado de Lopes, 2008).	21
Fig. 2.21 – Efeitos da liquefação em edifícios após o sismo de Kocaeli (1999) (Adaptado de Lopes, 2008).	22
Fig. 2.22 – Sistema de forças e respetivas tensões envolvidas no deslizamento de encostas (Adaptado de Lopes, 2008).	23
Fig. 2.23 – Ilustração esquemática do perigo do deslizamento de encostas para a população (Adaptado de Lopes, 2008).	23

Fig. 2.24 – Efeitos de subsidiência na cidade de Golçuk após o sismo de Kocaeli (1999) (Adaptado de Lopes, 2008).	24
Fig. 2.25 – Número de eventos por ano e número de mortos por ano devido a várias catástrofes (Adaptado de Lopes, 2008).....	25
Fig. 2.26 – Número de vítimas para os sismos ocorridos durante o século XX (Adaptado de Lopes, 2008).	26
Fig. 2.27 – Perdas económicas por milhão de habitantes normalizadas a 1997 no século XX (Adaptado de Lopes, 2008).....	28
Fig. 3.1 – Organigrama do procedimento do <i>Tier 1</i> (com base no ASCE 41 (2013)).	36
Fig. 3.2 – Resultados de aplicação do método P25 a casos de estudo e conclusões (Rodrigues, 2009).	41
Fig. 3.3 – Classes de vulnerabilidade representadas como função de SP e DR (Adaptado de Achs e Adam, 2011).....	49
Fig. 4.1 – Procedimento de cálculo de I_S (Adaptado de Martins, 2011).....	64
Fig. 4.2 – Relação entre força horizontal e deslocamento horizontal em estruturas de betão armado (Adaptado de Albuquerque, 2008).	65
Fig. 4.3 – Comportamento de estrutura mista (Adaptado de Albuquerque, 2008).	66
Fig. 4.4 – Idealização de elementos verticais em paralelo (Adaptado de Albuquerque, 2008).	67
Fig. 4.5 – Relação carregamento vs deformação dos elementos verticais (Adaptado de Albuquerque, 2008).	67
Fig. 4.6 – Relação resistência vs ductilidade para comportamento frágil (Adaptado de Fukuyama, 2001).	68
Fig. 4.7 – Relação resistência vs ductilidade para comportamento dúctil (Adaptado de Fukuyama, 2001).	68
Fig. 4.8 – Definição de h_0 e D (Adaptado de Albuquerque, 2008).....	70
Fig. 4.9 – Deformada do modo fundamental.	74
Fig. 4.10 – Fator de modificação ao corte vs piso i	75
Fig. 4.11 – Interpretação das saliências referidas nos itens (a) e (b) (Adaptado de Albuquerque, 2008).	78
Fig. 4.12 – Exemplos para interpretação da aplicação do item (c) (Adaptado de Albuquerque, 2008).79	
Fig. 4.13 – Representação para interpretação do item (f) (Adaptado de Albuquerque, 2008).	80
Fig. 4.14 – Quocientes nos 5 edifícios sem segurança às ações sísmicas (Adaptado de Boduroglu et al. 2004).	99
Fig. 5.1 – Planta dos três pisos do Edifício 1 (Adaptado de Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a). 103	
Fig. 5.2 – Dimensões das secções transversais dos pilares do Edifício 1. Da esquerda para a direita: P1, P2 e P3 (Adaptado de Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a).....	103
Fig. 5.3 – Secções transversais das extremidades das vigas do Edifício 1. Da esquerda para a direita: V1 a V7 (Com base em em Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a).	104

Fig. 5.4 – Forma do espectro de resposta elástica (Adaptado de EC8-1).....	109
Fig. 5.5 – Planta dos três pisos do Edifício 2 (Adaptado de Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a).	110
Fig. 5.6 – Secções transversais dos pilares do Edifício 2. Da esquerda para a direita: P1, P2 e P3.	112
Fig. 5.7 – Secções transversais das vigas do Edifício 2. Da esquerda para a direita: Viga 2 e Viga 1.	114
Fig. 5.8 – Valores de ação (I_{S0}) e resistência (I_S) para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.	119
Fig. 5.9 – Valores de ação (I_{S0}) e resistência (I_S) para o Edifício 2 com paredes de alvenaria.	120
Fig. 5.10 – Valores de ação (I_{S0}) e resistência (I_S) para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.	121
Fig. 5.11 – Valores de ação (I_{S0}) e resistência (I_S) para o Edifício 2 sem paredes de alvenaria.	122
Fig. 6.1 – Representação esquemática das barras de vigas e pilares modeladas.....	129
Fig. 6.2 – Representação 3D da região de um nó e respetivos offsets.	129
Fig. 6.3 – Representação 2D da região de um nó e respetivos offsets (Mondal et al., 2008).	129
Fig. 6.4 – Elemento de barra comum (Adaptado de Zareian e Medina, 2009).	130
Fig. 6.5 – Elemento de barra equivalente com molas nas extremidades (Adaptado de Zareian e Medina, 2009).	130
Fig. 6.6 – Representação esquemática da distribuição de forças nas alvenarias (Adaptado de D'Ayala et al., 2009)	131
Fig. 6.7 – Distribuição de tensões na rotura das alvenarias (Adaptado de D'Ayala et al., 2009)	131
Fig. 6.8 – Modelo simplificado que representa o comportamento das alvenarias (Adaptado de Campione et al., 2014).....	131
Fig. 6.9 – Variação da interação pórtico versus paredes devido às ações verticais (Adaptado de Campione et al. 2014).....	132
Fig. 6.10 – Representação esquemática da barra das escoras modeladas.....	132
Fig. 6.11 – Representação esquemática de um painel de pórtico tipo e correspondentes nós de ligação das escoras.	133
Fig. 6.12 – Diagrama trilinear de momento-rotação utilizado na modelação das secções das vigas e pilares.....	133
Fig. 6.13 – Conceito de rotação da corda (Adaptado de Mpampatsikos, 2008).	134
Fig. 6.14 – Possível disposição de armadura transversal.	139
Fig. 6.15 – Possível disposição de armadura transversal.....	139
Fig. 6.16 – Possível disposição de armadura transversal.....	139
Fig. 6.17 – Curva trilinear força-deslocamento axial utilizada para modelar o comportamento não linear de compressão das alvenarias (Adaptado de Burton et al., 2013).....	144
Fig. 6.18 – Curvas tensão vs extensão trilineares utilizadas para a modelação do comportamento não linear à compressão das alvenarias.	145
Fig. 6.19 – Curvas <i>pushover</i> numa direção principal para os quatro edifícios analisados.	146

Fig. 6.20 – Curvas de evolução do deslocamento relativo entre pisos, normalizado à altura entre pisos, com a altura dos edifícios sem alvenarias.....	147
Fig. 6.21 – Curvas de evolução do deslocamento relativo entre pisos, normalizado à altura entre pisos, com a altura dos edifícios com alvenarias.....	148
Fig. 6.22 – Espectro elástico do EC8-1, espectro médio e acelerogramas utilizados na análise dinâmica.	149
Fig. 7.1 – Gráfico da evolução dos deslocamentos relativos entre pisos, normalizados à altura dos pisos para um dos 20 sismos analisados.	159
Fig. 7.2 – Média, mediana e quantil dos 95% da combinação SRSS dos <i>drifts</i> função do ângulo de incidência dos sismos estudados para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.....	160
Fig. 7.3 – Média, mediana e quantil dos 95% da combinação SRSS dos <i>drifts</i> em função do ângulo de incidência dos sismos estudados para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.....	168
Fig. 7.4 – Diagrama tensão vs extensão das escoras que simulam as alvenarias do primeiro piso do Edifício 1, correspondente a 0 graus do 13º sismo analisado.	169
Fig. 7.5 – Distribuições de probabilidade acumulada do máximo <i>drift</i> entre pisos para a combinação SRSS (%).	172
Fig. 7.6 – Comparação dos <i>drifts</i> máximos entre pisos com os limites impostos para estruturas com alvenarias para valores de abcissas inferiores a 30%, de acordo com Rossetto e Elnashai (2003).	172
Fig. 7.7 – Média, mediana e quantil dos 95% da combinação SRSS dos <i>drifts</i> em função do ângulo de incidência dos sismos estudados para o Edifício 2 com paredes de alvenaria.....	179
Fig. A.1 – Deformada do modo fundamental assumida para a dedução de ϕ e diagrama de forças de corte em cada piso (Adaptado de Albuquerque, 2008).	3
Fig. C.1 – Exemplos de cálculo de H, função dos sub-índices c e e (Adaptado de JBDPA, 2005).....	11
Fig. E.1 – Modelo M1 dos ensaios realizados por Pires (1990).....	17
Fig. E.2 – Modelo M2 dos ensaios realizados por Pires (1990).....	18
Fig. E.3 – Modelo M3 dos ensaios realizados por Pires (1990).....	19
Fig. E.4 – Modelo M6 dos ensaios realizados por Pires (1990).....	20
Fig. F.1 – Deformada idealizada para o primeiro modo de vibração (Albuquerque, 2008).	21
Fig. G.1 – Gráfico F versus FS para avaliação de F em <i>flexural walls</i>	26
Fig. G.2 – Ilustração de <i>wing walls</i> referidas na norma japonesa. A figura de cima tem duas <i>wing walls</i> e a de baixo tem uma <i>wing wall</i>	27
Fig. G.3 – Grandezas E, B e L no item (I) (Adaptadode JBDPA, 2005).....	30
Fig. I.1 – Edifício 1 analisado no âmbito do presente trabalho (Adaptado de Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a).	43
Fig. I.2 – Planta do primeiro piso do Edifício 1.	44
Fig. I.3 – Planta do segundo piso do Edifício 1.	44
Fig. I.4 – Planta do terceiro piso do Edifício 1.	45

Fig. I.5 – Planta do primeiro piso do Edifício 2.....	46
Fig. I.6 – Planta do segundo piso do Edifício 2.....	46
Fig. I.7 – Planta do terceiro piso do Edifício 2.....	47
Fig. K.1 –Esquema que mostra as grandezas envolvidas no cálculo do módulo de deformabilidade e área das escoras dos modelos realizados.	53

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Alguns sismos do século XXI com respetivas magnitudes e impactes económicos (aboutmoney, 2015), (NOAA, 2004), (Romão, 2012), (MercoPress, 2010), (FoxNews, 2009), (EDIM, 2012) e (Romão, et al., 2013).	28
Tabela 3.1 – Critérios e subcritérios tomados para avaliação (Adaptado de Hill e Rossetto, 2008).	52
Tabela 3.2 – Sistema de pontuações e respetivas definições (Adaptado de Hill e Rossetto, 2008).	53
Tabela 3.3 – Cenários de importância relativa (Adaptado de Hill e Rossetto, 2008).	53
Tabela 4.1 – Classificação de elementos verticais no nível 1 (JBDPA, 2005).	69
Tabela 4.2 – Valores de α (Adaptado de JBDPA, 2005).	71
Tabela 4.3 – Identificação dos diferentes tipos de paredes (Adaptado de JBDPA, 2005).	71
Tabela 4.4 – Identificação dos diferentes tipos de pilares (Adaptado JBDPA, 2005).	72
Tabela 4.5 – Definição das áreas das secções transversais das paredes (Adaptado de Albuquerque, 2008).	73
Tabela 4.6 – Grandezas G_i e R_{1i} para o nível 1 de aplicação (Adaptado de PAHO, 2000 e Stolovas, 2009).	77
Tabela 4.7 – Valores de T1 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolovas, 2009).	83
Tabela 4.8 – Valores de T2 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolovas, 2009).	83
Tabela 4.9 – Valores de T3 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolovas, 2009).	84
Tabela 4.10 – Valores de T4 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolovas, 2009).	84
Tabela 4.11 – Valores de T5 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolovas, 2009).	84
Tabela 4.12 – Tipos de paredes de alvenaria descritos na PAHO (2000).	86
Tabela 4.13 – Características geométricas e armaduras dos modelos ensaiados (Adaptado de Pires, 1990).	89
Tabela 4.14 – Resultados do modelo M1 (Adaptado de Pires, 1990).	90
Tabela 4.15 – Valores de τ_0 para os modelos ensaiados (Adaptado de Pires (1990)).	91
Tabela 4.16 – Resultados dos ensaios dos modelos M2, M3 e M6 (Adaptado de Pires, 1990).	91
Tabela 4.17 – Variação de λ em função do número de pisos de um edifício (Adaptado de Albuquerque, 2008).	96
Tabela 4.18 – Valores de μ para sistemas regulares (Adaptado de EC8-1).	97
Tabela 4.19 – Avaliação da vulnerabilidade sísmica através da comparação da aplicação do método às exigências dos códigos modernos (Adaptado de Otani, S. 2000).	100

Tabela 5.1 – Principais características das unidades de alvenaria de tijolo furado em Portugal (Adaptado de Pereira et al., 2010).	102
Tabela 5.2 – Resistência média à compressão das unidades de alvenaria de tijolo furado em Portugal (Adaptado de Pereira et al., 2010).	102
Tabela 5.3 – Pesos de paredes de alvenaria de tijolo furado (Adaptado de Tabelas IST, 2016).	104
Tabela 5.4 – Cálculo dos pesos suportados pelos pisos do Edifício 1.	105
Tabela 5.5 – Classificação dos pilares do Edifício 1.	106
Tabela 5.6 – Cálculo de I_s de acordo com o nível 1 do Método Japonês, para o Edifício 1.	107
Tabela 5.7 – Valores dos parâmetros que definem o espectro da figura 5.4 para a ação sísmica tipo I (Adaptado de EC8-1).	109
Tabela 5.8 – Síntese do cálculo das armaduras dos pilares do Edifício 2.	111
Tabela 5.9 – Síntese do cálculo das armaduras das vigas do Edifício 2.	113
Tabela 5.10 – Cálculo dos pesos suportados pelos pisos do Edifício 2.	114
Tabela 5.11 – Classificação dos pilares do Edifício 2.	115
Tabela 5.12 – Cálculo de I_s de acordo com o nível 1 do Método Japonês, para o Edifício 2.	115
Tabela 5.13 – Cálculo dos valores dos pesos suportados pelos pisos do Edifício 1 sem paredes de alvenaria.	117
Tabela 5.14 – Cálculo de I_s , de acordo com o nível 1 do Método Japonês, para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.	117
Tabela 5.15 – Cálculo dos valores dos pesos suportados pelos pisos do Edifício 2 sem paredes de alvenaria.	118
Tabela 5.16 – Cálculo de I_s de acordo com o nível 1 do Método Japonês, para o Edifício 2 sem paredes de alvenaria.	118
Tabela 5.17 – Tomada de decisão para o Edifício 1.	119
Tabela 5.18 – Tomada de decisão para o Edifício 2.	120
Tabela 5.19 – Tomada de decisão para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.	121
Tabela 5.20 – Tomada de decisão para o Edifício 2 sem paredes de alvenaria.	122
Tabela 5.21 – Comparação de valores de C para Edifícios 1 e 2.	123
Tabela 5.22 – Comparação de valores de C para Edifícios 1 e 2 sem paredes de alvenaria.	124
Tabela 6.1 – Valores de massa e inércia polar dos pisos dos edifícios estudados.	128
Tabela 6.2 – Valores de rigidez elástica a adotar para elementos de betão armado (Com base em EPPO, 2013).	130
Tabela 6.3 – Valores possíveis para $\theta_{cap,pl}$ utilizando a Eq. (6.14) (Haselton et al., 2008).	140
Tabela 6.4 – Valores possíveis para $\theta_{cap,pl}$ utilizando a Eq. (6.19) (Haselton et al., 2008).	141
Tabela 6.5 – Valores possíveis para M_u/M_y utilizando a Eq. (6.21).	142
Tabela 6.6 – Valores possíveis para θ_{pc} utilizando a Eq. (6.23).	143

Tabela 7.1 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 1 sem alvenarias relativamente a θ_d/θ_{NC} .	153
Tabela 7.2 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 1 sem alvenarias relativamente a θ_d/θ_{SD} .	154
Tabela 7.3 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos sofreram colapso para o Edifício 1 sem alvenarias devido às rotações das secções terem excedido as capacidades ($\theta_d/\theta_{NC}>1.0$).	155
Tabela 7.4 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos do Edifício 1 sem alvenarias tomaram valores de rotações superiores aos limites de dano significativo ($\theta_d/\theta_{SD}>1.0$).	156
Tabela 7.5 – Percentagem do número total de análises em que os as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 1 sem alvenarias tomaram valores de esforço transversal superiores ao limite ($V_d/V_{NC}>1.0$).	157
Tabela 7.6 – Resultados para o Edifício 1 sem alvenarias em que ocorreu rotura do pilar mais desfavorável de cada piso ($V_d/V_{NC}>1.0$).	158
Tabela 7.7 – Valores de <i>drifts</i> em X, Y e combinação dos dois (SRSS) e respetivos dados estatísticos para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.	159
Tabela 7.8 – Valores dos <i>drifts</i> dados pela combinação SRSS para os 3 pisos do edifício e respetivos dados estatísticos para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.	160
Tabela 7.9 – Valores limite de <i>drift</i> para a combinação SRSS e respetivas escalas de dano para todas as estruturas de betão armado (Rossetto e Elnashai, 2003).	161
Tabela 7.10 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 1 com alvenarias relativamente a θ_d/θ_{NC} .	162
Tabela 7.11 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 1 com alvenarias relativamente a θ_d/θ_{SD} .	163
Tabela 7.12 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos sofreram colapso para o Edifício 1 com alvenarias devido às rotações das secções terem excedido as capacidades ($\theta_d/\theta_{NC}>1.0$).	164
Tabela 7.13 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos do Edifício 1 com alvenarias tomaram valores de rotações superiores aos limites de dano significativo ($\theta_d/\theta_{SD}>1.0$).	165
Tabela 7.14 – Percentagem do número total de análises em que as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 1 com alvenarias tomaram valores de esforço transversal superiores ao limite ($V_d/V_{NC}>1.0$).	166
Tabela 7.15 – Resultados para o Edifício 1 com alvenarias em que ocorreu rotura do pilar mais desfavorável ($V_d/V_{NC}>1.0$).	167
Tabela 7.16 – Valores de <i>drifts</i> em X, Y e combinação dos dois (SRSS) e respetivos dados estatísticos para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.	167
Tabela 7.17 – Valores dos <i>drifts</i> dados pela combinação SRSS para os 3 pisos do edifício e respetivos dados estatísticos para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.	168

Tabela 7.18 – Rácio entre valores de tensões atuantes e tensões máximas das alvenarias nas 380 análises efetuadas para o Edifício 1 com alvenarias.....	169
Tabela 7.19 – Valores limite de <i>drift</i> para a combinação SRSS e respetivas escalas de dano para estruturas porticadas com paredes de alvenaria (Rossetto e Elnashai, 2003).	170
Tabela 7.20 – Resultados obtidos para os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos do Edifício 2 sem alvenarias relativamente a V_d/V_{NC}	170
Tabela 7.21 – Resultados obtidos para as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 2 sem alvenarias relativamente a V_d/V_{NC}	171
Tabela 7.22 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 2 com alvenarias relativamente a θ_d/θ_{NC}	173
Tabela 7.23 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 2 com alvenarias relativamente a θ_d/θ_{SD}	174
Tabela 7.24 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos sofreram colapso para o Edifício 2 com alvenarias devido às rotações das secções terem excedido as capacidades ($\theta_d/\theta_{NC}>1.0$).....	175
Tabela 7.25 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos do Edifício 2 com alvenarias tomaram valores de rotações superiores aos limites de dano significativo ($\theta_d/\theta_{SD}>1.0$).	176
Tabela 7.26 – Percentagem do número total de análises em que as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 2 com alvenarias tomaram valores de esforço transversal superiores ao limite ($V_d/V_{NC}>1.0$).....	177
Tabela 7.27 – Resultados para o Edifício 2 com alvenarias em que ocorreu rotura por esforço transversal do pilar mais desfavorável ($V_d/V_{NC}>1.0$).	178
Tabela 7.28 – Valores de <i>drifts</i> em X, Y e combinação dos dois (SRSS) e respetivos dados estatísticos.	179
Tabela 7.29 – Valores dos <i>drifts</i> dados pela combinação SRSS para os 3 pisos do edifício e respetivos dados estatísticos.	179
Tabela C.1 – Avaliação de f para o nível 1 (Adaptado JBDPA, 2005).....	7
Tabela C.2 – Grau de ductilidade da estrutura primária g_s para o nível 1 (Adaptado de JBDPA, 2005).	8
Tabela C.3 – Grau de ductilidade dos elementos não estruturais g_n para o nível 1 (Adaptado de JBDPA, 2005).....	8
Tabela C.4 – Avaliação do sub-índice t para o nível 1 (Adaptado da JBDPA, 2005).	8
Tabela C.5 – Avaliação de H para o nível 1 (Adaptado JBDPA, 2005).	8
Tabela C.6 – Sub-índice f para o nível 2 (Adaptado JBDPA, 2005).	9
Tabela C.7 – Grau de ductilidade da estrutura primária g_s para o nível 2 (Adaptado de JBDPA, 2005).	9
Tabela C.8 – Grau de ductilidade dos elementos não estruturais g_n para o nível 2 (Adaptado de JBDPA, 2005).....	10

Tabela C.9 – Sub-índice t para o nível 2 (Adaptado da JBDPA, 2005).	10
Tabela C.10 – Sub-índice e para o nível 2 (Adaptado da JBDPA, 2005).	12
Tabela C.11 – Sub-índice c para o nível 2 (Adaptado da JBDPA, 2005).	12
Tabela G.1 – Classificação de elementos verticais no nível 2 (Adaptado de JBDPA, 2005).	23
Tabela G.2 – Tipos de elementos e respetivos valores de F (com base em Unemura, 1980).	27
Tabela G.3 – Coeficiente de resistência efetiva para $F_1=0.8$ no nível 2 (Com base em JBDPA, 2005).	28
Tabela G.4 – Coeficiente de resistência efetiva para $F_1 \geq 1.0$ no nível 2 (Com base em JBDPA, 2005).	28
Tabela G.5 – Grandezas G_i e R_{2i} para o nível 2 de aplicação (com base em JBDPA, 2005).	30
Tabela G.6 – Grandeza P_1 para o nível 2 (com base em JBDPA, 2005).	33
Tabela G.7 – Grandeza P_2 para o nível 2 (com base em JBDPA, 2005).	34
Tabela H.1 – Classificação dos elementos verticais para nível 3 (com base em JBDPA, 2005).	37
Tabela J.1 – Apresentação dos valores de I_s correspondentes ao nível 1 do Método Japonês para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.	49
Tabela J.2 – Tomada de decisão referente ao Edifício 1 com paredes de alvenaria.	49
Tabela J.3 – Apresentação dos valores de I_s correspondentes ao nível 1 do Método Japonês para o Edifício 2 com paredes de alvenaria para o primeiro cenário.	50
Tabela J.4 – Tomada de decisão referente ao Edifício 2 com paredes de alvenaria para o primeiro cenário.	50
Tabela J.5 – Apresentação dos valores de I_s correspondentes ao nível 1 do Método Japonês para o Edifício 2 com paredes de alvenaria para o segundo cenário.	51
Tabela J.6 – Tomada de decisão referente ao Edifício 2 com paredes de alvenaria para o segundo cenário.	51

1. Introdução

1.1. VISÃO GERAL

Os sismos são das catástrofes naturais mais poderosas e avassaladoras que podem atingir a Terra, podendo não só destruir o edificado como também levar à perda de um grande número de vidas humanas. Os impactes socioeconómicos devido a estes fenómenos são, sem dúvida, bastante elevados e é um desafio da engenharia tentar reduzi-los. Estes fenómenos ocorrem com bastante regularidade e de forma periódica um pouco por todo o mundo como manifestação da libertação das tensões acumuladas ao longo do tempo geológico pela crosta terrestre. Sismos particularmente destruidores como os de Miyagiken (1978), México (1985), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Hyogoken-Nanbu (1995), Bhuj (2001), Sumatra (2004), L'Aquila (2009), Chile (2010), Lorca (2011), Tohoku (2011), Bologna (2012) e Catmandu (2015) são exemplos de que a frequência destes fenómenos é elevada, bem como os danos causados. Estes exemplos mostram a importância de, numa primeira fase, se realizar a avaliação da segurança do parque edificado que permita a catalogação dos edifícios através da subdivisão em classes de risco sísmico e, numa segunda fase, se realizar ações de reabilitação estrutural do edificado que apresente grande vulnerabilidade de forma a evitar danos severos nas estruturas e consequências nefastas para a população.

Por todo o mundo existem edifícios em zonas de risco sísmico considerável e que necessitam de reabilitação estrutural por diversas razões, sendo que a vulnerabilidade sísmica dos edifícios construídos sobretudo antes da década de 1970 (mas também nas décadas de 1980 e 1990), cujo dimensionamento e construção não tomaram em consideração a ação sísmica, tem sido evidenciada várias vezes (Pampanin et al., 2006). De facto, não só os edifícios que não cumpram os atuais regulamentos de segurança sísmica poderão necessitar de ações de reforço estrutural, como também os que foram danificados por um determinado sismo precisarão dessas ações para a sua utilização poder ser retomada.

A maioria das normas sísmicas aceitam, implícita ou explicitamente, que ocorra dano na estrutura de um determinado edifício quando da ocorrência de um sismo forte, desde que a vida dos seus ocupantes seja assegurada. Estas normas estão em constante processo de evolução, sofrendo melhorias e alterações após a ocorrência de novos sismos e consequentes casos de estudo. Assim, a principal preocupação incide sobre o edificado construído que poderá não apresentar as condições de segurança necessárias para ter uma boa resposta quando da ocorrência de um fenómeno sísmico de magnitudes médias a altas.

Desta forma, a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes é uma prioridade para vários países que apresentam elevada atividade sísmica e cuja maior parte do património edificado foi

projetado de acordo com normas sísmicas antigas, ou até mesmo sem base em quaisquer normas deste tipo, por forma a que sejam garantidos níveis de segurança apropriados para os ocupantes destes edifícios. Surgem, neste contexto, várias metodologias simplificadas de avaliação de segurança sísmica de edifícios existentes, visando classificar rapidamente os edifícios avaliados numa determinada classe de vulnerabilidade que permita tirar conclusões sobre o seu desempenho sísmico.

Esta realidade é válida para Portugal, uma vez que o nosso país tem uma sismicidade elevada sobretudo a sul do continente e no Arquipélago dos Açores e foi marcado por alguns eventos sísmicos intensos. É, assim, importante desmitificar a ideia de que a atividade sísmica em Portugal é pouco relevante e apostar na aplicação de metodologias que visem catalogar o parque edificado como seguro ou não seguro e num processo integrado de reabilitação estrutural do edificado classificado sem condições de segurança. Com este objetivo, o Método Japonês surge como metodologia simplificada a adotar e a ser aplicada no âmbito do presente trabalho a alguns casos de estudo.

1.2. OBJETIVOS

O estudo da vulnerabilidade sísmica de edifícios de betão armado é de grande importância, uma vez que existe uma enorme quantidade de edifícios deste tipo um pouco por todo o mundo e, nesse sentido, o Método Japonês surge como a metodologia a estudar e aplicar neste trabalho. O estudo deste método é importante para averiguar os seus pontos fortes e fracos, bem como perceber se a sua aplicação é viável e resulta em conclusões fiáveis. É importante também avaliar vários edifícios com o objetivo de perceber se os resultados da aplicação do Método Japonês são os esperados e poder tirar algumas conclusões sobre possíveis danos que os edifícios possam sofrer para ser considerados como seguros, assim como os danos que implicarão a não segurança.

No presente trabalho serão avaliados quatro edifícios de betão armado, correspondendo a dois edifícios distintos em que num caso apenas são considerados os elementos da estrutura principal e nos restantes são incluídas as alvenarias. Assim, os quatro edifícios a avaliar serão:

- Edifício 1 apenas considerando estrutura principal (pilares e vigas);
- Edifício 1 com vãos periféricos totalmente preenchidos com paredes de alvenaria;
- Edifício 2 apenas considerando estrutura principal (pilares e vigas);
- Edifício 2 com vãos periféricos totalmente preenchidos com paredes de alvenaria.

O preenchimento total com paredes de alvenaria referido significa que não foi incluída a existência de aberturas como janelas e portas nas paredes de alvenaria que possam afetar a rigidez e comportamento dos edifícios.

Foram realizadas análises dinâmicas modelando o comportamento não linear à flexão de vigas e pilares e à compressão das alvenarias através da aplicação de vinte pares de registos sísmicos com orientações variáveis para avaliar a resposta dos edifícios, tendo sido também efetuadas análises estáticas não lineares sobretudo com dois objetivos: i) validação dos modelos numéricos efetuados (visto este tipo de análise levar pouco tempo de cálculo) e ii) comparação de resultados com a análise dinâmica.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho foi organizado em oito capítulos considerados importantes no âmbito do tema em estudo, sendo os capítulos 4, 5, 6 e 7 de primordial relevo. Segue-se uma breve descrição de cada um dos capítulos incluídos.

O presente capítulo descreve, sobretudo, o enquadramento, os objetivos e a organização do trabalho com o intuito de proporcionar uma interpretação clara dos capítulos subsequentes.

O capítulo 2 destina-se à descrição sumária do fenómeno sísmico e surgem algumas definições relevantes para o enquadramento dos restantes capítulos, sendo realizada uma descrição de vários efeitos nefastos que os estes fenómenos poderão ter nas construções. Na fase final do presente capítulo surge ainda uma análise crítica aos impactes derivados dos sismos tanto a nível mundial, como a nível nacional.

No terceiro capítulo consta a descrição de várias metodologias simplificadas de avaliação de segurança sísmica utilizadas nos Estados Unidos da América (EUA), Roménia, Turquia, Japão, Canadá, Áustria e Índia. É feita também a descrição de uma possível abordagem para escolha da melhor metodologia a adotar num caso específico e é também realizada uma discussão: i) individual, abordando vantagens e desvantagens das metodologias descritas e ii) global, refletindo sobre as metodologias com maior potencial para aplicação a casos práticos.

O capítulo 4 destina-se à descrição exaustiva da aplicação do primeiro nível do Método Japonês, sendo que os níveis 2 e 3 foram descritos nos anexos G e H, assim como o cálculo dos índices não estruturais (no anexo C), uma vez que estes não faziam parte do principal objetivo do trabalho. Chama-se a atenção de que não é só feita uma descrição detalhada com o objetivo do leitor perceber como se aplica o método, como também é realizada uma discussão da adequabilidade dos procedimentos e uma crítica relativamente aos parâmetros adotados. Sempre que necessário são realizadas deduções matemáticas, sendo que estas surgem preferencialmente em anexo, mas também no corpo do capítulo quando esta tarefa for considerada importante para a compreensão do exposto.

No quinto capítulo, o Método Japonês é aplicado aos casos de estudo referidos e procura-se expor devidamente os passos seguidos com o objetivo de complementar a teoria apresentada no capítulo 4 com a aplicação prática. Para além da aplicação do método é realizada uma discussão sobre os valores obtidos e uma análise de sensibilidade a alguns parâmetros de entrada que são difíceis de medir, sendo que esta última tarefa é realizada no anexo J visto não se ter revelado crucial.

O capítulo 6 tem como objetivo a descrição dos modelos numéricos efetuados no âmbito do trabalho, bem como dar uma visão global ao leitor sobre algumas possibilidades que podiam ter sido adotadas, conferindo uma descrição consistente sobre os estudos efetuados por vários autores envolvendo a consideração do comportamento não linear à flexão dos elementos da estrutura principal (vigas e pilares) e do comportamento não linear à compressão das paredes de alvenaria. Serão também apresentados os procedimentos mais relevantes com vista à validação dos modelos numéricos realizados.

No sétimo capítulo é feita a apresentação dos resultados obtidos perante as análises dinâmicas não lineares efetuadas e as conclusões obtidas pela aplicação da metodologia simplificada, sendo feita ainda uma comparação com os resultados obtidos da análise dos vários edifícios submetidos aos vinte pares de registos sísmicos selecionados.

No capítulo 8 apresentam-se as conclusões gerais do trabalho desenvolvido, sendo ainda apresentadas algumas propostas para desenvolvimentos futuros onde serão sugeridas algumas ações que se destinam

a aperfeiçoar a eficácia do método e a sua aplicabilidade ao universo de edifícios em território nacional.

2. Sismos e os seus efeitos nos edifícios

2.1. SISMICIDADE NA TERRA

2.1.1. ESTRUTURA INTERNA DA TERRA

A partir da segunda metade do século XX, foram surgindo modelos cada vez mais consistentes sobre a estrutura interna da Terra devido ao contributo de dados geofísicos. No entanto, estes modelos ainda têm algumas limitações e bastantes pontos de discussão e controvérsia entre a comunidade científica, sendo necessário questionar o conhecimento continuamente na tentativa de os aperfeiçoar.

Com base em dados fornecidos por estudos geofísicos, resultados laboratoriais, cálculo matemático, dados de astrogeologia (como por exemplo composição de meteoritos) e ensaios de propagação de ondas sísmicas foi possível estabelecer dois modelos da estrutura interna da Terra baseados em diferentes critérios (Silva et al., 2008). São denominados como modelo químico (à esquerda na figura 2.1) e modelo físico (à direita na figura 2.1): o primeiro baseia-se na composição química das camadas internas; o segundo é baseado nas propriedades físicas dos materiais constituintes do interior da Terra.

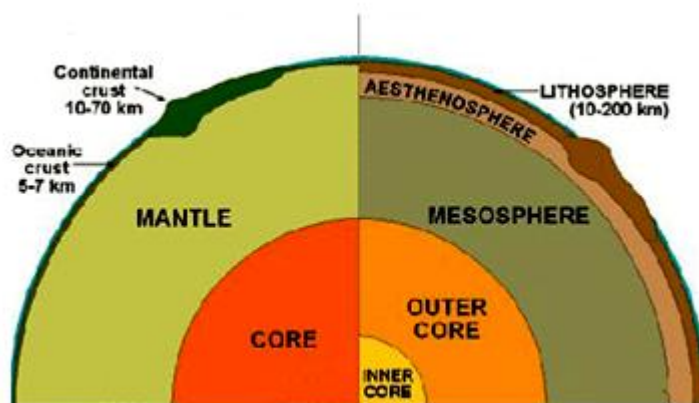


Fig. 2.1 – Modelos da estrutura interna da Terra (Adaptado de HSTRY, 2016).

Interessa referir duas regiões do interior da Terra no que ao modelo físico diz respeito, visto serem as mais importantes para as conclusões a tirar a propósito da sismicidade no globo: a Astenosfera e a Litosfera. A Astenosfera é uma zona superior do manto da Terra constituída por material em estado plástico, sobre o qual a Litosfera se apoia. A Litosfera é a camada sólida mais externa do planeta, constituída por material rochoso e solo.

2.1.2. MAGNITUDE E INTENSIDADES DE UM SISMO

Importa fazer uma distinção entre dois conceitos que surgem sempre associados a fenómenos sísmicos: magnitude e intensidade.

A magnitude é um conceito diretamente relacionado com a energia libertada durante um sismo, permitindo uma avaliação absoluta. Este conceito foi introduzido por Richter e o seu valor representa a ordem de grandeza da energia libertada sob a forma de ondas elásticas no foco do sismo. Para quantificar a magnitude de um sismo, poderão ser usadas: a escala de Richter (m_L) e a escala de magnitude de momento (M_w).

De referir que ambas as escalas resultam em valores de magnitude bastante próximos para energias libertadas relativamente baixas (correspondentes a valores de M_w inferiores a 6), sendo estes chamados de sismos pequenos ou moderados; já para sismos de elevada magnitude (correspondentes a valores de M_w superiores a 6), as duas escalas diferem bastante nos valores obtidos para a avaliação do mesmo evento sísmico. Por exemplo, para um sismo de magnitude $M_w = 9$, resulta um sismo de magnitude $m_L = 6.3$. Assim, a escala de Richter tende a cair em desuso por não ser fiável para sismos de elevada magnitude, caso em que o valor resultante é significativamente inferior ao da escala de momento (Lopes, 2008).

A intensidade, por sua vez, é um conceito perfeitamente correlacionado com os danos causados pelo sismo, ou pelos efeitos que se fizeram sentir após um dado evento sísmico. É uma medida de avaliação relativa no sentido em que zonas diferentes terão diferentes intensidades para o mesmo sismo. Quer isto dizer que para um determinado evento sísmico haverá apenas uma magnitude, mas vários valores de intensidade. Os principais fatores que influenciam a intensidade são a distância ao epicentro do sismo e a qualidade da construção de um dado local. Desta forma, quanto maior a distância de uma dada região afetada por um sismo, mais as ondas sísmicas serão atenuadas e menor será a intensidade para o mesmo tipo de construções. Também é verdade que para um dado local a uma determinada distância do epicentro, quanto melhor a qualidade da construção, menores os danos sentidos pelo sismo e, portanto, menor a intensidade do mesmo (Lopes, 2008). No sentido de quantificar os danos causados por um determinado evento sísmico, existe a Escala de Intensidade de Mercalli que posteriormente veio a ser modificada. Existem também outras escalas mais recentes como por exemplo a Escala Macrossísmica Europeia (EMS) proposta em 1998, mais conhecida pelo acrónimo EMS-98, que pondera de modo mais detalhado o tipo de construção em que se verificam os danos.

2.1.3. TECTÓNICA DE PLACAS

Esta teoria tem como precursora a hipótese da deriva continental que surgiu em 1912 proposta pelo geólogo e meteorologista Alfred Wegener. Esta hipótese afirmava que os continentes outrora haviam estado unidos formando um "supercontinente" a que foi dado o nome de "pangea", termo proveniente do grego "toda a terra" (Silva et al., 2008).

Segundo a tectónica de placas, a litosfera é constituída por placas que aproximadamente podem ser consideradas rígidas e indeformáveis que flutuam sobre uma camada menos densa e de comportamento plástico, a astenosfera. Assim surge a explicação para os movimentos entre placas que levou à separação do grande continente "pangea" e à subdivisão dos continentes como hoje são conhecidos. Surge também a possibilidade de divisão da superfície terrestre num conjunto de placas como ilustrado na figura 2.2.



Fig. 2.2 – Diferentes placas tectônicas no globo (Adaptado de Silva et al., 2008).

Nas fronteiras entre placas ocorre o deslizamento quando as tensões acumuladas nas rochas ao longo do tempo geológico são suficientes para "vencer" as resistências, fenómeno que será explorado em 2.1.3.1. É possível dizer-se, portanto, que a atividade sísmica se concentra nas fronteiras entre placas tectônicas, o que normalmente se trata por sismicidade interplaca (assunto a ser desenvolvido em 2.1.3.2). Existem três tipos de limites de placas tectônicas, baseados no movimento relativo que ocorre:

- Limites convergentes - placas com movimentos no sentido de se aproximarem, dando origem às chamadas zonas de subducção, onde a placa litosférica oceânica (mais densa) se afunda sob a placa continental (menos densa). O "anel de fogo" é o caso mais mediático deste tipo de fronteira entre placas e encontra-se ao longo das margens do Oceano Pacífico;
- Limites divergentes - placas com movimento no sentido oposto, afastando-se. O espaço deixado aberto pelo afastamento entre placas é preenchido por nova litosfera motivada acima de tudo pela atividade vulcânica importante que, regra geral, surge associada a estes limites. O rifte da Terceira e a Islândia são bons exemplos deste tipo de fronteira entre placas;
- Limites transformantes/com movimento horizontal relativo - movimento que cria fricção entre as placas, não originando formação nem destruição de crosta. A falha de San Andrés na Califórnia (EUA) é o melhor exemplo deste tipo de limite entre placas.

A figura 2.3 ilustra os três tipos de movimentos entre placas referidos.

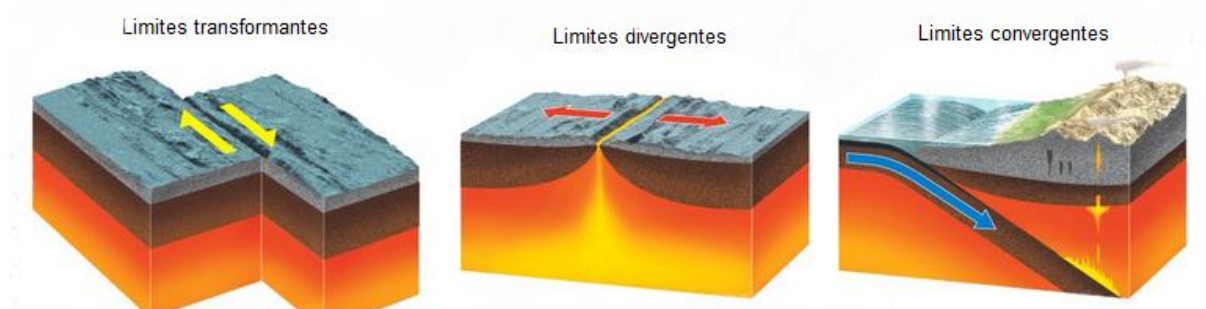


Fig. 2.3 – Tipos de limites de placas tectónicas (Lapa, 2016).

Os movimentos que ocorrem nas fronteiras entre placas litosféricas estão intimamente relacionados com a origem dos fenómenos sísmicos. De facto, os sismos podem ser integrados num de três grupos (Lopes, 2008) e (Silva et al., 2008):

- Sismos vulcânicos - são os que resultam da intrusão de magma em fissuras da crosta, estando relacionados com fenómenos de vulcanismo;
- Sismos artificiais ou de colapso - são os provocados por acontecimentos de origem não natural como explosões, abatimento de grutas ou desprendimento de massas rochosas à superfície ou debaixo de água;
- Sismos tectónicos - são os resultantes de roturas em falhas geológicas.

Os sismos vulcânicos surgem associados a fenómenos de vulcanismo que podem estar relacionados a fronteiras divergentes ou convergentes, sendo que no primeiro caso o vulcanismo é do tipo efusivo e no segundo é do tipo explosivo. O "anel de fogo" referido anteriormente é, portanto, um caso de vulcanismo explosivo. Desta forma, é no caso de vulcanismo associado a limites de placas litosféricas convergentes que são originados sismos muito enérgicos.

Os sismos artificiais não estão relacionados com a teoria de tectónica de placas, ocorrendo quer por causas naturais como desprendimento de solos, quer por causas artificiais como explosões.

Os sismos tectónicos resultam da rotura de falhas que ao longo de muito tempo foram acumulando energia que, a certa altura, ultrapassa a resistência do material originando a rotura e a consequente libertação da energia acumulada.

2.1.3.1. Teoria do Ressalto Elástico

A teoria que explica não só os sismos tectónicos, mas também o modelo conceptual para os terramotos é a Teoria do Ressalto Elástico. Foi proposta por Harry Fielding Reid em 1910 como modelo conceptual para explicação do fenómeno sísmico e o seu enunciado refere que os sismos são o resultado da acumulação de tensões durante décadas, séculos ou até mesmo milénios e que estas tensões vão, a determinada altura, ultrapassar o limite de resistência da rocha atingindo-se, assim, a rotura e dando origem, consequentemente, a um sismo de origem tectónica. Este processo é cíclico, uma vez que após a ocorrência do sismo as tensões vão nas décadas, séculos ou milénios seguintes continuar a aumentar progressivamente até ultrapassarem de novo o limite de resistência da rocha, de acordo com o gráfico da figura 2.4. Esta teoria evidencia a existência de periodicidade da ação sísmica.

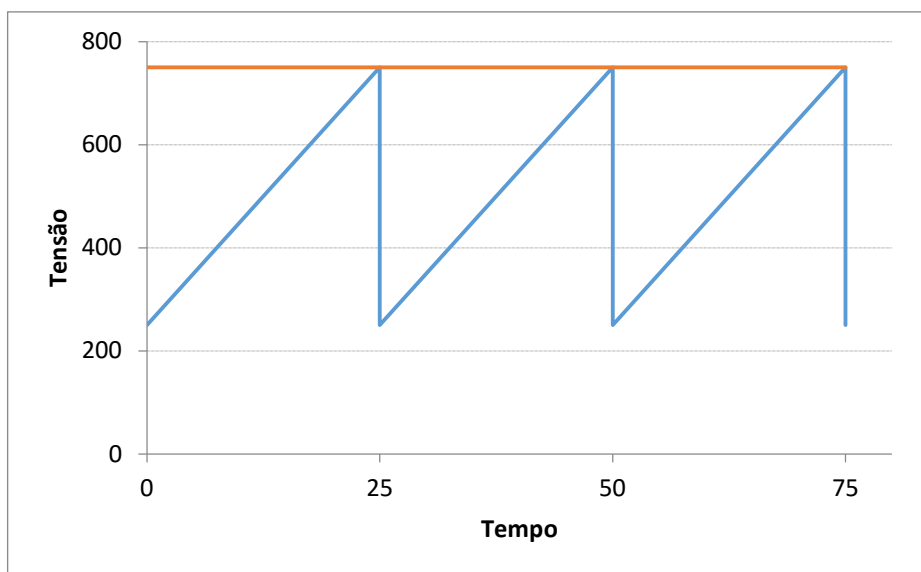


Fig. 2.4 – Evolução da tensão tectónica ao longo do tempo (a azul) e limite de resistência da rocha (a magenta).

De acordo com a teoria de Reid, as forças tectónicas existentes criam estados de tensão que vão deformando lentamente as rochas. À medida que os movimentos das placas litosféricas decorrem, as tensões vão-se acumulando e a deformação acentua-se durante o tempo geológico. Ao longo deste processo as rochas atingem o limite máximo de acumulação de energia, pelo que a dada altura a sua resistência é excedida, ocorrendo uma falha, isto é, uma superfície de rotura com movimento relativo entre dois blocos. Caso não existisse movimento relativo entre os dois blocos, formar-se-ia uma diáclase, que não é mais do que uma falha sem movimento relativo entre blocos (Lopes, 2008). Na figura 2.5, apresenta-se a descrição física do fenómeno e o seu enquadramento no tempo dentro da ótica da periodicidade evidenciada na figura 2.4.

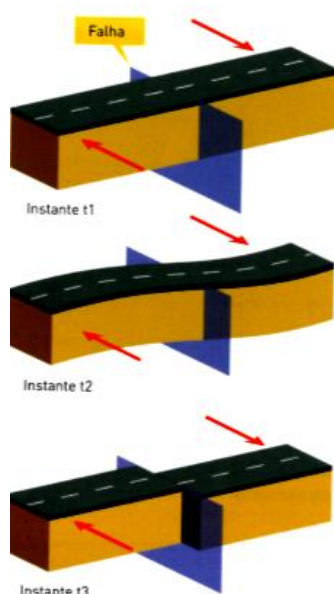


Fig. 2.5 – Modelo do ressalto elástico para a rotura sísmica de uma falha geológica (Adaptado de Lopes, 2008).

2.1.3.2. Sismicidade interplaca e intraplaca

Nas regiões de convergência de placas, nem sempre existe uma zona de subducção. De facto, no caso de limites convergentes de placas litosféricas correspondentes a dois continentes, como não existe diferença significativa de densidades, não ocorre subducção, ocorrendo por sua vez uma propagação das tensões produzidas nas fronteiras das placas para o interior das mesmas (num percurso que pode atingir milhares de quilómetros), reativando antigas falhas geológicas, dando origem ao que se chama de sismicidade intraplaca. Assim, apesar de se poder dizer que a atividade sísmica se concentra nas fronteiras entre placas, haverá sempre que ter em consideração a possibilidade de haver essa atividade no interior das mesmas.

A distinção dos tipos de sismicidade é feita exatamente de acordo com o local onde ela ocorre. No caso da sismicidade interplaca, a energia envolvida é maior do que na sismicidade intraplaca, porém a sismicidade intraplaca pode originar sismos importantes quando ocorre em zonas densamente povoadas. Se a figura 2.6 for bem observada, facilmente se percebe que os limites entre placas encontram-se, geralmente, no oceano. Assim, a sismicidade interplaca concentra-se sobretudo em zonas relativamente distantes da povoação e por isso as ondas sísmicas originadas nos limites entre placas são bastante atenuadas, uma vez que percorrerão uma grande distância até atingir as povoações, perdendo o seu potencial destruidor. Facilmente se percebe também pela observação da figura 2.6, que os sismos originados por sismicidade intraplaca terão um epicentro mais próximo das populações e, desta forma, as ondas sísmicas originadas percorrerão distâncias curtas até atingirem as populações, o que poderá levar a sismos fortes apesar de na origem este tipo de sismicidade se caracterizar por menor energia libertada do que a sismicidade interplaca.

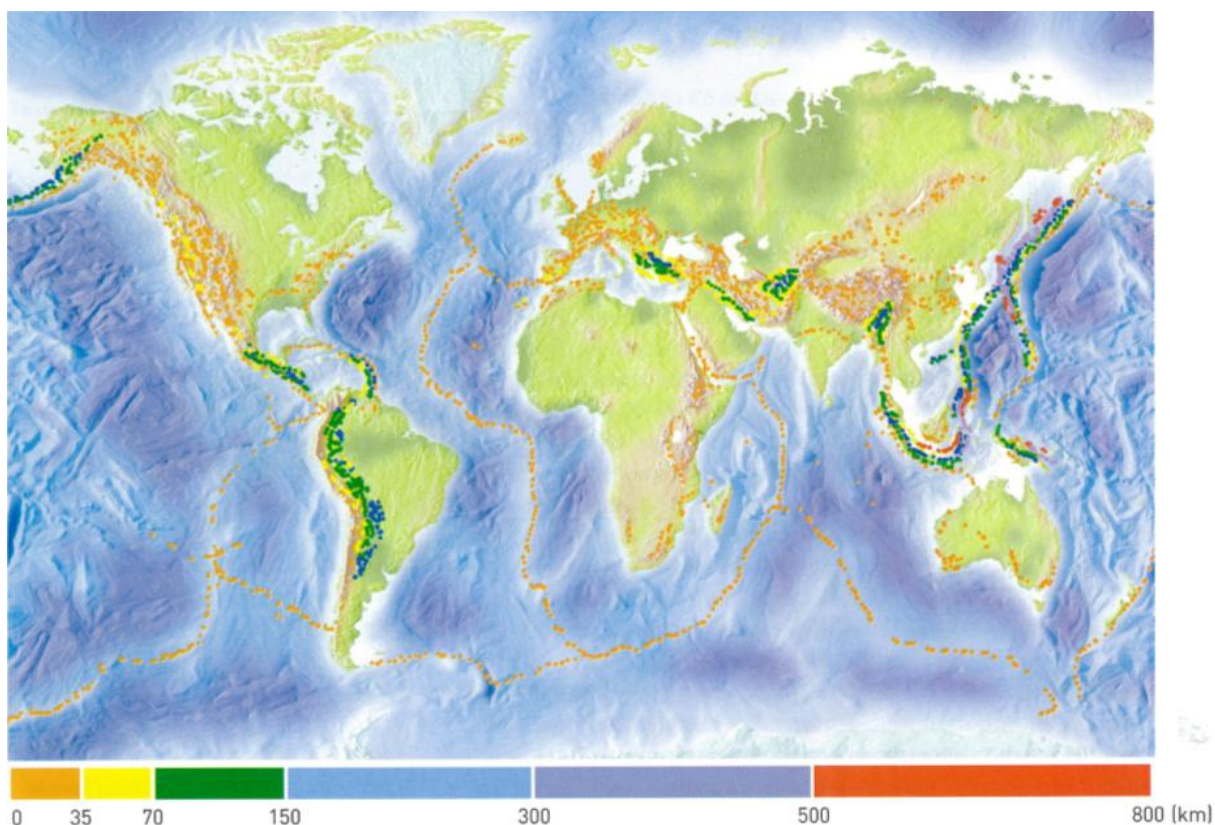


Fig. 2.6 – Atividade sísmica na Terra (Adaptado de Lopes, 2008).

A figura 2.6 ilustra a atividade sísmica no planeta, estando representados os epicentros dos principais sismos registados durante a última década do século XX e a cor de cada ponto indica a profundidade à qual se iniciou a rotura. Nesta imagem fica completamente perceptível que a atividade sísmica se concentra maioritariamente na zona de fronteiras entre placas tectónicas.

2.2. ONDAS SÍSMICAS

2.2.1. ALGUNS CONCEITOS

Quando as falhas rompem devido ao facto de as tensões acumuladas ultrapassarem o limite de resistência da rocha, como explicado pela Teoria do Ressalto Elástico, liberta-se parte da energia sob a forma de calor e outra parte sob a forma de ondas sísmicas.

A zona localizada no interior da Terra onde ocorre a libertação de energia chama-se foco sísmico ou hipocentro e a projeção vertical deste ponto na superfície terrestre denomina-se epicentro (figura 2.7). É no epicentro que o sismo é sentido em primeiro lugar e, regra geral, com maior intensidade. A energia sísmica é irradiada a partir de um único ponto, o foco, e propaga-se segundo superfícies esféricas com centro nesse mesmo foco, transmitindo a perturbação em todas as direções. As superfícies esféricas definidas pelo conjunto de pontos que se encontram na mesma fase de movimento são chamadas frentes de onda.

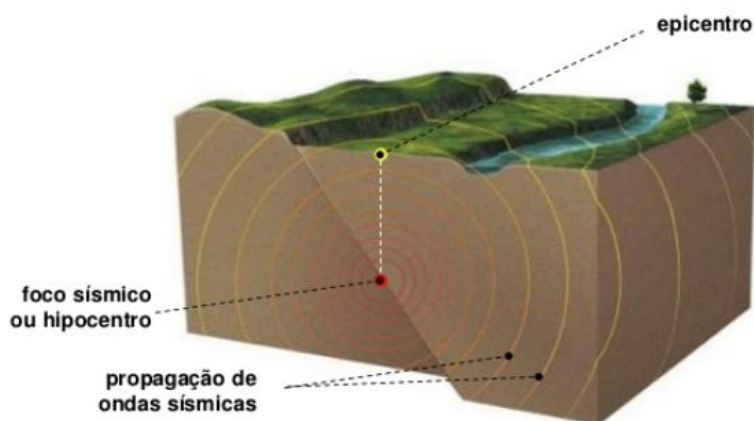


Fig. 2.7 – Alguns conceitos associados a fenómenos sísmicos (Adaptado de Correia, 2013).

2.2.2. ONDAS PROFUNDAS

As ondas sísmicas quando se propagam no interior da Terra são chamadas de ondas de volume ou ondas profundas. Uma vez atingindo a superfície, estas originam as ondas superficiais que por sua vez se transmitem às construções e todo o tipo de obras humanas podendo provocar danos ou até mesmo o seu colapso parcial ou total.

As ondas profundas são geradas no foco e propagam-se através da massa da Terra, constituída por manto e núcleo, como já foi referido anteriormente, e podem ser divididas em dois subgrupos: i) as ondas longitudinais, conhecidas por ondas P e ii) as ondas transversais, conhecidas por ondas S.

- i) Nas ondas P, as partículas do solo vibram na mesma direção da propagação da onda, reproduzindo alternadamente compressões e expansões. A velocidade destas ondas é bastante elevada e, como tal, são as primeiras a chegar a qualquer ponto da superfície da Terra, sendo por isso designadas por ondas primárias (figura 2.8).

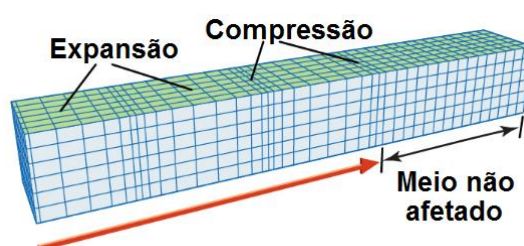


Fig. 2.8 – Representação esquemática das ondas P (Adaptado de Britannica, 2016).

- ii) Nas ondas S, as partículas do solo vibram perpendicularmente à direção de propagação da onda. A velocidade destas ondas é inferior à das ondas P, pelo que só atingem a superfície da Terra posteriormente à chegada destas e daí o nome de ondas secundárias. Estas ondas produzem deformações por corte, isto é, distorções, com conservação de volume dos elementos do meio onde se propagam (Silva et al., 2008) (figura 2.9).

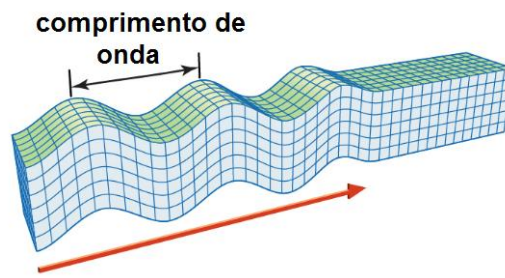


Fig. 2.9 – Representação esquemática das ondas S (Adaptado de Britannica, 2016).

2.2.3. ONDAS SUPERFICIAIS

As ondas superficiais resultam da sobreposição das ondas P e S quando atingem a superfície e possuem velocidades inferiores a estas, o que implica amplitudes maiores que, juntamente com o facto de se propagarem à superfície, lhes confere um potencial destruidor bem superior. De facto, a grande amplitude apresentada e a complexidade resultante do seu processo de formação (sobreposição de ondas) fazem com que estas ondas submetam os materiais através dos quais se propagam a enormes esforços (Lopes, 2008). Podem ser divididas em dois subgrupos: i) ondas de Rayleigh e ii) ondas de Love.

- i) As ondas de Rayleigh propagam-se num movimento elítico retrógrado, isto é, com forma elítica e no sentido contrário ao dos ponteiros do relógio (figura 2.10).

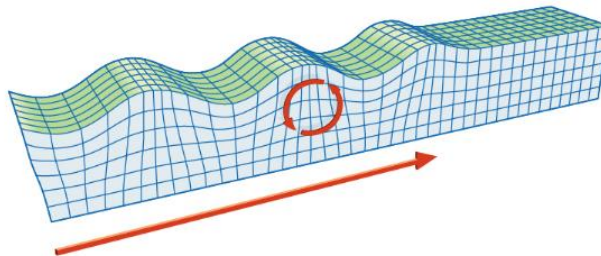


Fig. 2.10 – Representação esquemática das ondas de Rayleigh (Adaptado de Britannica, 2016).

- ii) Nas ondas de Love, a trajetória das partículas é paralela à superfície e perpendicular à direção de propagação (figura 2.11).

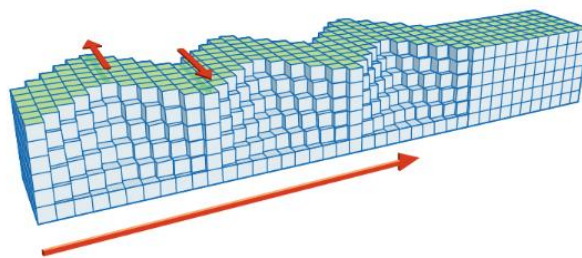


Fig. 2.11 – Representação esquemática das ondas de Love (Adaptado de Britannica, 2016).

2.3. PORTUGAL E O SEU CONTEXTO SISMO TECTÓNICO

No contexto sísmico, Portugal continental encontra-se na placa euroasiática, delimitado por dois sistemas sismogénicos: a sul pela falha Açores-Gibraltar e a oeste pelo rift Médio do Atlântico¹, como se pode ver na figura 2.12.



Fig. 2.12 – Ilustração do contexto sísmico tectónico de Portugal (Adaptado de Lopes, 2008).

O movimento relativo entre as placas norte-americana por um lado e euroasiática e africana por outro, evidencia o que já foi referido anteriormente a propósito da teoria da deriva continental: existe, de facto, um afastamento entre as placas referidas. Este afastamento é a principal causa da concentração de tensões no interior da crosta terrestre que, de tempos a tempos, origina sismos nesta região dando-se a dissipação da energia acumulada.

Na zona mais para leste junto ao sul do Algarve até Gibraltar, o movimento é de colisão entre as placas africana e euroasiática. Trata-se, portanto, de um limite convergente entre placas litosféricas.

Na região dos Açores surge uma outra placa, com forma triangular, que faz a ligação com o rift Médio do Atlântico, onde se localizam as várias ilhas dos Açores. Assim, é fácil perceber que a sismicidade

¹ Rift Médio do Atlântico é a zona de afastamento da placa americana das placas africana e euroasiática, localizada no meio do Atlântico onde se dá atualmente a criação de nova crosta terrestre (limites divergentes de placas litosféricas).

no arquipélago dos Açores é elevada, porque este se encontra num enquadramento tectónico onde existem várias estruturas sismogénicas. Em oposição, a sismicidade do arquipélago da Madeira, localizado na placa africana, é muito reduzida.

Na figura 2.12 foram perceptíveis os limites de placas que abrangem Portugal, sendo estes limites os que definem a chamada sismicidade interplaca (conforme definido em 2.1.3.2). A propagação das tensões e sua acumulação em zonas bastante distantes das fronteiras entre placas, isto é, no interior das mesmas (sismicidade intraplaca) é uma possibilidade. Dessa forma, é possível que exista a reativação de fraturas geológicas antigas, fenómeno que origina sismos de magnitude média a baixa. O facto das falhas se encontrarem em território nacional (estando mais perto das populações) implica que as ondas sísmicas percorram uma distância menor, o que torna elevado o seu potencial destrutivo (Lopes, 2008). Observe-se, nesse sentido, a figura 2.13 onde se apresentam as principais falhas no território nacional.

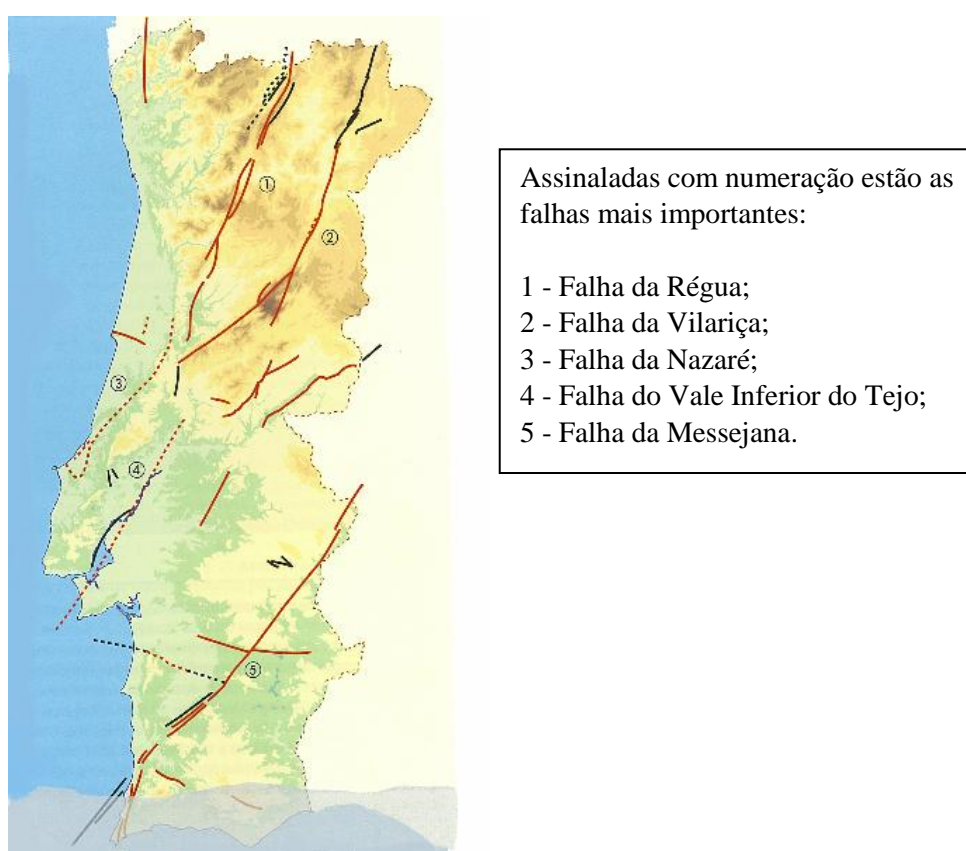


Fig. 2.13 – Falhas ativas (traços a cheio) e falhas possivelmente ativas (a tracejado) em Portugal continental, segundo Cabral (1955) (Adaptado de Lopes, 2008).

Ou seja, apesar da sismicidade interplaca originar sismos de magnitude superior, isso não significa que sejam esses os sismos mais gravosos para as estruturas. Do mesmo modo, a sismicidade intraplaca, apesar de originar sismos de magnitude inferior, não pode ser desconsiderada. Esta é a abordagem do EC8-1 (2004) no que diz respeito à atividade sísmica. Existe sempre a consideração de dois tipos de ações: a ação sísmica tipo I, que é a ação baseada na sismicidade interplaca, denominada genericamente como ação afastada; e a ação sísmica tipo II, que é a ação baseada na sismicidade

intraplaca, denominada genericamente como ação próxima. Para cada tipo de ação existe um zonamento sísmico correspondente aos valores expectáveis de aceleração que se farão sentir. Nenhum tipo de sismicidade poderá, portanto, ser considerado mais condicionante.

2.4. EFEITOS DOS SISMOS NOS EDIFÍCIOS

2.4.1. PREÂMBULO

Quando, devido à acumulação de tensões resultantes da dinâmica natural da Terra, as tensões ultrapassam a resistência no plano da falha, dá-se a rotura e, assim, a propagação de energia sob a forma de ondas sísmicas (conforme detalhado em 2.1.3.1), aquilo a que se chama sismo. Este fenómeno tem periodicidade, mas para os intervalos de tempo à escala humana (dias, semanas e meses) é impossível saber quando se dará o próximo evento, visto o tempo geológico (que ditará quando ocorrerá o próximo sismo) ser muito superior ao tempo humano.

Após a ocorrência da rotura de uma falha, as ondas sísmicas propagar-se-ão primeiro no interior da Terra e, a certa altura, atingirão a superfície terrestre dando origem às ondas de Rayleigh e de Love, que são as mais destrutivas. Essa rotura originará deslocamentos entre os bordos das falhas que em alguns casos poderão atingir 6 metros (Lopes, 2008), o que obrigatoriamente é um problema para as fundações dos edifícios nas redondezas, uma vez que isso implicará deslocamentos relativos elevados e, conseqüentemente, esforços elevados para a estrutura. De notar que os efeitos derivados da rotura da falha não são restritos, podendo naturalmente estender-se às redondezas do epicentro.

No caso da falha se encontrar no oceano, existe a possibilidade de ocorrência de um tsunami, que se manifesta por ondas marítimas originadas pelo desequilíbrio súbito de colunas de água adjacentes e sobrejacentes a ambos os lados da falha (Lopes, 2008). Os efeitos deste tipo de eventos poderão fazer-se sentir a longas distâncias do ponto de origem, podendo provocar graves danos nos edifícios, bens materiais e vegetação devido ao grande impacto dinâmico.

O principal efeito dos sismos é a propagação de ondas elásticas, sendo que mais de 80% dos danos ocorridos aquando de um evento sísmico são devidos a esta causa (Lopes, 2008). As ondas propagam-se a grande velocidade e quando passam num determinado ponto da superfície terrestre provocam acelerações no solo que serão transmitidas às construções, induzindo deslocamentos diferenciais nas estruturas que, por sua vez, induzirão esforços.

Por estruturas entenda-se não só edifícios, pontes, redes de abastecimento, centrais elétricas ou condutas de gás, mas também encostas, blocos, arribas e solos. De facto, no caso de ocorrência de um sismo, se uma estrutura geológica não possuir resistência suficiente, poderá originar-se um deslizamento de terras, arrastando as construções que se encontrem sobre estas.

As vibrações provocadas pelos sismos prejudicam também a qualidade de muitos solos, originando fenómenos de liquefação e subsidência, induzindo fortes deslocamentos nas estruturas que se apoiem sobre estes.

Para além de todos os fenómenos diretos que acabaram de ser mencionados, poderão ocorrer uma série de fenómenos indiretos resultantes da ação sísmica, como incêndios, rotura de sistemas de abastecimento de água ou de gás, rotura de barragens, etc. Os incêndios, por exemplo, podem ser provocados por roturas de tubagens que transportem gás ou outros fluídos combustíveis ou até mesmo pela libertação de gás nas habitações.

É fácil de perceber, portanto, que os impactes dos sismos são muitos e severos e, nesse sentido, importa não só interpretar os danos potencialmente causados nas estruturas, mas também os impactes económicos que esta atividade pode causar.

2.4.2. MOVIMENTOS NO PLANO DE FALHA

Este fenómeno ocorre apenas se a falha entre cujos bordos se dão deslizamento aflorar à superfície terrestre (Lopes, 2008) e tem bastante relevância, uma vez que as roturas originarão sismos destrutivos e para além disso constituirão um grave revés para todas as estruturas que atravessem o traço de falha. O conhecimento da existência deste tipo de falhas no caso de vias de comunicação rodoviárias ou ferroviárias, constitui uma condicionante muito importante aquando da escolha do traçado, porque se existir uma via de comunicação que atravesse o traço da falha e existir uma rotura, a atividade da mesma será seriamente colocada em risco. A figura 2.14 ilustra um cenário em que as condições de uma via de comunicação ferroviária foram bastante afetadas por este fenómeno, levando à inatividade da linha durante um período de tempo prolongado (originando inatividade económica) e também a um forte investimento para a resolução do problema.



Fig. 2.14 – Desvio no traçado de uma linha ferroviária que intersesta o traço de uma falha que entrou em rotura acompanhada de movimento entre bordos (Adaptado de Lopes, 2008).

No caso de condutas de água ou gás natural atravessarem o traço da falha aquando da ocorrência de uma eventual rotura, o prejuízo económico originado será bastante avultado. Se este fenómeno ocorrer no centro de uma cidade, a inatividade à qual a mesma estará sujeita levará a prejuízos ainda mais gravosos. Na figura 2.15 mostra-se a rotura de uma conduta motivada pelo movimento diferencial dos bordos da falha, originado pela rotura da mesma.



Fig. 2.15 – Rotura de uma conduta que atravessa o plano da falha no sismo de El Asnam (1980) (Adaptado de Lopes, 2008).

2.4.3. TSUNAMIS

Tsunamis ou maremotos ocorrem quando existe uma alteração súbita nos fundos dos oceanos devido a movimentos entre bordos de falhas com componentes verticais importantes e a grandes deslizamentos de terras debaixo do oceano ou outros fenómenos de movimentos de massa que envolvam quedas de grandes volumes de solo (Lopes, 2008). Um tsunami provocado por um sismo com origem no oceano será o mais destrutivo, visto que a juntar à força brutal das ondas ainda existem os efeitos provocados pelas vibrações sísmicas, num efeito de dois em um que pode ser absolutamente devastador. As velocidades das ondas dos tsunamis podem facilmente rondar os 600 a 800 km/h em águas profundas, diminuindo a sua velocidade à medida que se aproximam da costa e aumentando a sua altura para compensar a diminuição da profundidade.

Estas ondas poderão provocar a destruição de vários objetos e bens, bem como o arrastamento de troncos de árvores e de um pouco de tudo por onde passam. Os destroços deixados pela sua passagem, para além de poderem levar a perdas de vidas humanas, poderão obstruir por completo uma cidade durante largos períodos de tempo, afetando o seu funcionamento normal, sendo isso refletido na economia. As vias de comunicação ficam também elas completamente obstruídas pelo arrastamento dos materiais destruídos pelo tsunami, com tudo o que isso tem de prejudicial para a economia de uma dada região. Vários elementos de construção são fortemente afetados por este fenómeno, com especial destaque para as paredes de alvenaria de tijolo, uma vez que este material tende a desfazer-se na presença da água (Lopes, 2008). Se existir simultaneamente vibração do solo, as alvenarias de tijolo fissurarão numa primeira fase e, numa segunda fase, a água das ondas terá maior facilidade para destruir as paredes (Lopes, 2008). Poderão ainda ocorrer assentamentos diferenciais significativos nas construções. As imagens 2.16 e 2.17 descrevem perfeitamente os prejuízos referidos.



Fig. 2.16 – Destruição provocada por um tsunami (Adaptado de Lopes, 2008).



Fig. 2.17 – Ilustração de uma casa arrombada com as alvenarias de tijolo a ficarem completamente desfeitas aquando do tsunami de Sumatra (2004) (Adaptado de Lopes, 2008).

Assim, percebe-se que o efeito de um tsunami (agravado pela possibilidade de simultaneidade com um evento sísmico) é brutal, sendo que esta é uma ação muito importante em alguns países que implica (tal como acontece nos sismos) um dimensionamento adequado. Nos EUA existem guias para a consideração de carregamentos equivalentes a tsunamis, como o FEMA P646 (2008), com o intuito de tornar a estrutura dos edifícios capaz de resistir às ações extremas de tsunamis e sismos, contendo também as respetivas combinações de cargas. Recentemente, será adicionado um novo capítulo ao ASCE 7-16 intitulado "Cargas de tsunamis e os seus efeitos" com o objetivo de ser apenas obrigatório para estados com risco de tsunami, como os do Alaska, Washington, Oregon, Califórnia e Hawaii (Livermore, 2014).

2.4.4. VIBRAÇÃO DO SOLO

A vibração do solo é o efeito direto da ocorrência de um fenómeno sísmico e resulta da propagação das ondas elásticas que se geram após a rotura de falhas. As vibrações atuam sob a forma de acelerações impostas nas fundações das estruturas, fazendo-as oscilar com o movimento induzido. Estes movimentos oscilatórios atuantes ao nível da base da estrutura irão traduzir-se em forças de inércia na superestrutura que, se não for devidamente projetada e executada para resistir a estas forças, poderá colapsar. A figura 2.18 ilustra o colapso de um edifício em Angra do Heroísmo durante o sismo de 1980.



Fig. 2.18 – Colapso generalizado de um edifício em Angra do Heroísmo durante o sismo de 1980 (Adaptado de Lopes, 2008).

As vibrações resultantes de um sismo não afetam apenas as estruturas de edifícios, afetam também estruturas de viadutos e pontes, redes de água, a produção e fornecimento de eletricidade, o parque industrial, as estruturas geológicas, as barragens, os monumentos e outras estruturas especiais (Lopes, 2008). No caso da rotura de uma barragem devida a estas vibrações poderá acontecer que a água da albufeira ao fluir pelo rio inunde vastas zonas a jusante e, naturalmente, cause muitos prejuízos económicos e não só.

Danos no rés-do-chão dos edifícios são bastante comuns, uma vez que estes espaços costumam ser usados para lojas, garagens, restaurantes, *halls*, bancos, etc. e desta forma estes andares apresentam muito espaço aberto em comparação aos andares superiores. São conhecidos como *soft stories*, devido à maior vulnerabilidade que apresentam, motivada pela menor resistência lateral.

Reduções fortes de resistência (por redução das secções transversais dos elementos verticais) num determinado piso são um problema, uma vez que estes se tornam mais fracos. Durante o sismo de Kobe, no Japão, deu-se o colapso de edifícios devido a este problema por causa de uma característica peculiar de construção que consistia em alterar bruscamente as secções resistentes a meia altura dos edifícios de médio porte (Lopes, 2008).

A interação entre estruturas de diferentes alturas, conhecida pelo termo inglês *pounding*, dá-se entre edifícios contíguos e pode também constituir um problema. A figura 2.19 mostra uma sequência de edifícios, em que o mais baixo se encontra no meio dos outros e é visível o dano (neste caso fendilhação diagonal, que evidencia esforços de compressão) que o embate do edifício adjacente motivou. Por sua vez, os edifícios mais altos sofreram o choque do pequeno que atuou como "cunha", causando danos nos andares inferiores (Lopes, 2008).



Fig. 2.19 – Embate de edifícios adjacentes (Adaptado de Lopes, 2008).

Ainda no caso de edifícios consecutivos, se eles forem desfasados em altura (o que acontece, sobretudo, quando os terrenos são inclinados ou existem alturas diferentes entre os edifícios adjacentes), existirá o choque das lajes de um dos edifícios nos pilares do outro edifício aquando da ação sísmica, efeito este que aumenta significativamente os esforços aos quais os pilares estarão sujeitos, provocando elevado dano (ou no limite o colapso).

Em 1985 no sismo do México, deu-se o colapso total de edifícios de betão armado, em que as lajes ficaram amontoadas umas sobre as outras e, por isso, este tipo de colapso tem a designação de "panqueca". Edifícios não preparados para absorver e dissipar a energia proveniente da ação sísmica são suscetíveis a este tipo de colapso, que é provavelmente o mais grave de todos os possíveis, visto que a probabilidade de sobrevivência dos ocupantes do edifício é praticamente nula. A figura 2.20 retrata um colapso deste tipo.



Fig. 2.20 – Ilustração de um colapso tipo "panqueca" ocorrido durante o sismo de 1985 no México (Adaptado de Lopes, 2008).

Edifícios em alvenaria de pedra que apresentam como ligante uma argamassa fraca são típicos das zonas rurais (Lopes, 2008) e são construções bastante vulneráveis à ação sísmica.

As paredes de alvenaria de tijolo, bem como o conjunto de elementos não estruturais de um edifício, constituem elementos frágeis e fortemente afetados pelos sismos. São definidos como elementos não estruturais aqueles que não estão ligados à estrutura de modo a deformar-se em conjunto com ela, estando portanto isolados. São elementos secundários, mas não têm menor importância que os restantes até porque o grande impacto económico dos sismos é devido aos danos causados a estes elementos (Lopes, 2008), podendo também causar perda de vidas humanas (no caso de queda de paredes de alvenaria de fachada, por exemplo).

2.4.5. LIQUEFAÇÃO

A passagem de ondas sísmicas em depósitos de areias associada a níveis freáticos elevados, poderá originar a liquefação dos terrenos. Numa fase inicial, é promovido o rearranjo das partículas da areia devido às vibrações e, assim, estas tenderão a ocupar menos espaço, sendo que a água que se situava nesse espaço, uma vez que não pode ser drenada, aumentará a pressão intersticial, obrigando os grãos de areia a afastarem-se entre si e, conseqüentemente, o solo transformar-se-á num fluido (Fernandes, 2011a). Naturalmente que este fenómeno originará o afundamento dos corpos sólidos que se apoiam no solo, existindo a preocupação evidente dos possíveis danos causados a edifícios.

Os danos nos edifícios podem, sobretudo, ser de dois tipos: rotação das fundações e afundamento no terreno.

As fundações poderão ceder, motivando a rotação dos edifícios, podendo estes ficar inclinados (o que obviamente provoca distorções fortes que não foram acauteladas em projeto), ou até pode mesmo dar-se o derrubamento total do edifício (figura 2.21).

Os edifícios poderão afundar-se no terreno, colocando em causa a sua operacionalidade. Existem casos documentados de edifícios que devido à liquefação do solo de fundação se afundaram o equivalente a um ou dois andares (figura 2.21).



Fig. 2.21 – Efeitos da liquefação em edifícios após o sismo de Kocaeli (1999) (Adaptado de Lopes, 2008).

2.4.6. DESLIZAMENTO DE TERRENOS

As vibrações resultantes dos sismos provocam forças de inércia que agravam o estado de tensão dos solos, aumentando as tensões tangenciais a que o próprio estará sujeito. O sistema de forças envolvido está representado na figura 2.22.

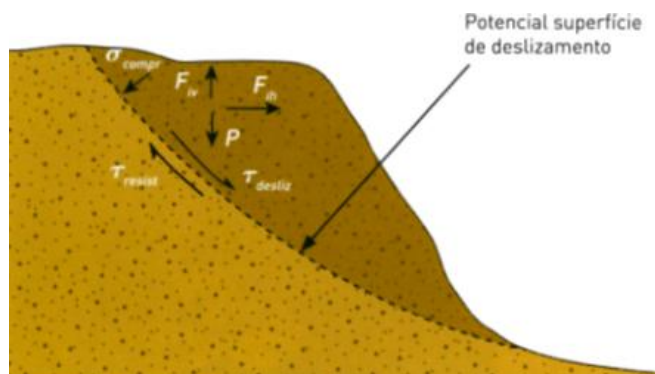


Fig. 2.22 – Sistema de forças e respetivas tensões envolvidas no deslizamento de encostas (Adaptado de Lopes, 2008).

A componente horizontal dos sismos (forças de inércia horizontais F_{ih}) agrava as tensões atuantes, enquanto a componente vertical (forças de inércia verticais F_{iv}) alivia o peso do solo e, consequentemente, diminui as tensões resistentes. Existe, portanto, um duplo efeito prejudicial, levando a que a condição de equilíbrio possa ser violada (o que se traduz em tensões tangenciais atuantes superiores às tensões tangenciais resistentes) e se dê o escorregamento da massa de solo.

Este escorregamento pode envolver massas de solo com milhões de metros cúbicos de volume (Fernandes, 2011b) e é uma ameaça séria para edifícios que se apoiem nestes solos ou que se encontrem nas redondezas (figura 2.23). A solução passará por evitar a construção em solos potencialmente instáveis ou por estabilizar a encosta antes da construção, se for tecnicamente viável e economicamente compensatório (Lopes, 2008).



Fig. 2.23 – Ilustração esquemática do perigo do deslizamento de encostas para a população (Adaptado de Lopes, 2008).

2.4.7. SUBSIDIÊNCIA

A subsidência consiste em grandes assentamentos do solo, devidos à compactação das camadas subjacentes (por redução do volume de vazios entre partículas sólidas e consequente redução do

volume total ocupado), originada pelas vibrações sísmicas. É semelhante à liquefação, mas não envolve a presença de água e tende a ocorrer por arranjo interior das partículas de terrenos mal compactados, podendo colocar em causa um vasto número de construções que sobre eles assente.

Sendo um fenómeno muito semelhante à liquefação, a subsidência poderá provocar danos semelhantes aos provocados por aquele fenómeno, ou seja, rotação das fundações e afundamento dos terrenos. Na figura 2.24, é perceptível que o edifício afetado se afundou uns metros, tendo ficado abaixo do nível do mar.



Fig. 2.24 – Efeitos de subsidência na cidade de Golçuk após o sismo de Kocaeli (1999) (Adaptado de Lopes, 2008).

2.5. IMPACTES DOS SISMOS

2.5.1. DESCRIÇÃO

Uma das preocupações importantes é que em poucos segundos um sismo pode afetar grandes áreas do território, porque as ondas sísmicas têm capacidade para atingir locais a grandes distâncias do epicentro e ainda com potencial destruidor. Inclusivamente, poderão ser originados fenómenos em cadeia com repercussões mais severas do que as que existiriam se esses fenómenos ocorressem isoladamente (Lopes, 2008).

Segue um exemplo de um conjunto possível de acontecimentos: um sismo destrói parte de uma cidade e origina um incêndio motivado pela rotura das canalizações de gás. Se a rede de abastecimento de eletricidade falhar, as bombas não funcionarão e será impossível elevar água dos depósitos e, consequentemente, não será possível alimentar os corpos de bombeiros para o combate ao incêndio (Lopes, 2008). Assim, o problema original (sismo) provocou uma série de acontecimentos que torna difícil o combate à catástrofe. A situação idealizada não é irrealista, muito pelo contrário, em 1906 no sismo que ocorreu em São Francisco (Califórnia, EUA) esta situação ocorreu, tendo levado à destruição de grande parte da cidade (Lopes, 2008).

O evento sísmico é, de facto, um fenómeno bastante particular, porque não é um desastre localizado, pelo contrário é abrangente e globalizado: No sismo de Sumatra (Indonésia) em 2004, as fortes vibrações destruíram bastantes construções junto do epicentro e, decorridos poucos minutos, surgiram fortes ondas do tsunami que destruíram o que restava, tendo arrastado os destroços das construções (Lopes, 2008). A energia libertada por este sismo ($M_w=9.1$) foi equivalente a 475 megatoneladas de TNT ou 23 mil bombas atómicas de Nagasaki (USGS, 2009).

2.5.2. COMPARAÇÃO ENTRE SISMOS E OUTRAS CATÁSTROFES

Para dar uma perspetiva mais global do problema sísmico, é interessante fazer um enquadramento deste fenómeno com as mais diversas catástrofes. A quantidade de energia libertada durante sismos de elevada magnitude é absolutamente brutal e apenas comparável com fenómenos de vulcanismo explosivo intenso e com a libertação de bombas nucleares. A energia libertada é de tal forma elevada que pode originar uma redistribuição da massa do planeta. Na verdade, os sismos de Sumatra (já mencionado), do Chile ($M_w=8.8$) e de Tohoku no Japão ($M_w=9.0$) alteraram o eixo de massa da Terra (eixo em relação ao qual a massa da Terra está equilibrada) em 7, 8 e 17 centímetros, respetivamente (NASA, 2011).

Os sismos ocupam uma posição de destaque do ponto de vista da frequência dos fenómenos e da mortalidade que originam (Lopes, 2008), sendo apenas comparáveis com fenómenos como cheias e ciclones. Num estudo efetuado no período de 1947 até 1981, mostra-se que os eventos sísmicos têm uma frequência anual alta e causam um número de mortos por ano também bastante elevado, conforme documentado na figura 2.25.

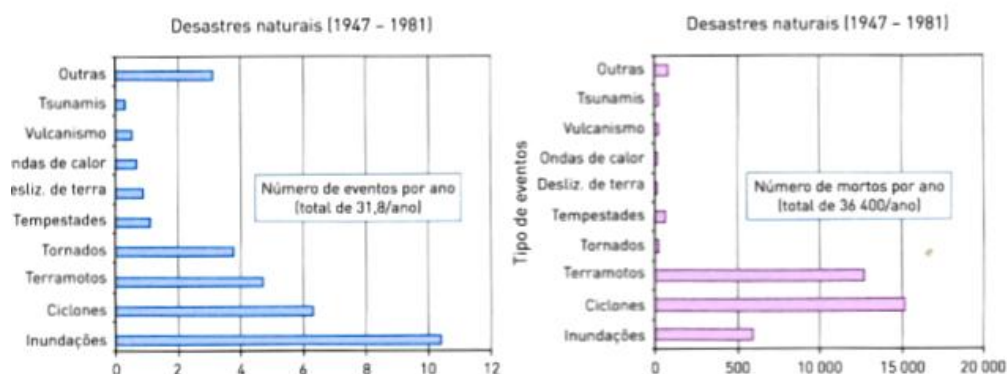


Fig. 2.25 – Número de eventos por ano e número de mortos por ano devido a várias catástrofes (Adaptado de Lopes, 2008).

2.5.3. IMPACTES

O impacto dos sismos é bastante diversificado e traduz-se em efeitos diretos, indiretos e imateriais. Segue uma distinção e discussão sobre este tipo de impactes a nível mundial e nacional, tendo por base estatísticas de eventos sísmicos passados.

2.5.3.1. Impactes Diretos

Os efeitos diretos podem ser sobre a população ou sobre o edificado. Referem-se a mortos, feridos, desalojados e traumatismos psicológicos; já os efeitos sobre o edificado referem-se a danos ou colapso do parque habitacional ou industrial, infraestruturas viárias, redes de abastecimento, património cultural, entre outros (Lopes, 2008).

As estatísticas de sismos passados são uma importante ferramenta para contextualizar o impacto destes fenómenos. Como é possível observar na figura 2.26, nos últimos 100 anos, os sismos provocaram cerca de 1.5 milhões de mortes e em pelo menos 6 dos sismos expostos o número de vítimas mortais passou os 50 mil. Mais, os sismos mais catastróficos têm vindo a aumentar ao longo do tempo e existem estudos que defendem que esta tendência se irá manter (Holzer e Savage, 2012).

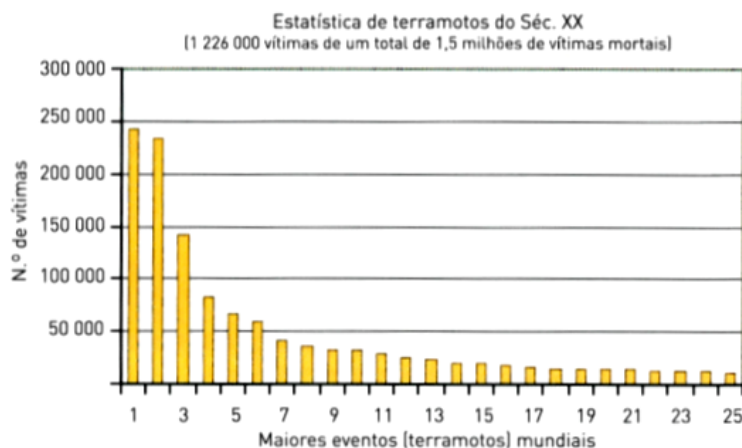


Fig. 2.26 – Número de vítimas para os sismos ocorridos durante o século XX (Adaptado de Lopes, 2008).

Não é expectável que a taxa de mortalidade devido a sismos venha a descer, uma vez que esta se tem mantido praticamente constante, independentemente do crescimento populacional e dos avanços tecnológicos que têm vindo a ocorrer nas últimas décadas (Holzer e Savage, 2012). A tendência, inclusivamente, será para um aumento dos impactes diretos dos sismos no futuro, devido ao crescimento populacional bastante avultado a nível mundial que tem implicado a necessidade de construção (sobretudo de edifícios de habitação) a um ritmo demasiado elevado para ser possível dotar as estruturas de capacidade de resposta a sismos fortes.

Na realidade mundial, está a ocorrer a produção de megacidades sem os necessários critérios de dimensionamento sismo resistente serem acautelados e sem ser possível garantir qualidade construtiva em obra (Lopes, 2008). Cidades como Jacarta, Delhi e Cidade do México (com 30.6, 25 e 21 milhões de habitantes, respetivamente) situam-se em zonas de atividade sísmica muito intensa e na sua história já sofreram sismos fortes e com graves danos (NewGeography, 2015). Desta forma, o potencial para desastres sísmicos é enorme, sendo estes exemplos perfeitos do fenómeno que se retrata.

O contexto de Portugal é menos grave do que em outras zonas, devido à sismicidade do território nacional ser caracterizada por sismos com grande espaçamento no tempo e o século XX ter sido um período de acalmia (Lopes, 2008). Por outro lado, não existem cidades com sobrepopulação que impliquem uma construção desmesurada e sem a exigência necessária para a resposta à ação sísmica. Ainda assim, é importante perceber que a esta ação tem periodicidade e, portanto, se o século XX foi um período sem grande atividade sísmica no território nacional, é expectável que fenómenos sísmicos possam surgir a qualquer momento. Nesse sentido importa desmitificar a ideia de que os sismos em Portugal não têm relevância, porque ela é desprovida de senso. Sobretudo no sul do país e nas ilhas dos Açores existe uma forte sismicidade e é importante existir preparação para dar resposta a um possível evento sísmico de magnitude considerável. Inclusivamente, grande parte do parque edificado português não está preparado para dar resposta a sismos de elevadas magnitudes.

2.5.3.2. Impactes Imateriais

Estes impactes são traduzidos pelos efeitos dificilmente quantificáveis em números, como sendo os valores culturais, patrimoniais, estéticos ou religiosos que poderão ser afetados ou até mesmo perder-se durante um sismo. O turismo, o parque patrimonial, a identidade regional ou nacional, o

desenvolvimento urbano ou rural, o desenvolvimento social e a capacidade de regeneração da sociedade poderão também ser afetados (Lopes, 2008).

Exemplos concretos são i) o dos sismos que afetaram o arquipélago dos Açores nas ilhas do Pico e São Jorge em 1973, que originaram uma emigração forte para os EUA, ii) o traumatismo psicológico que muita população americana e mexicana sentiu depois de fortes eventos sísmicos, não querendo regressar à sua habitação mesmo depois do reforço ter sido efetuado e iii) o conjunto de sismos decorridos entre 1970 e 1980 na América Central que, segundo muitos autores, está associado à instabilidade vivida na região durante largos anos após o evento (Lopes, 2008).

2.5.3.3. Impactes Indiretos

Estes impactes referem-se a roturas de barragens que poderão provocar cheias a jusante, incêndios urbanos e/ou industriais ou interrupção de atividades económicas como indústria, comércio ou turismo (Lopes, 2008). Os danos são contabilizados, após o evento sísmico, em mortos e feridos (impactes diretos), mas a médio prazo os efeitos do sismo refletir-se-ão na atividade económica da região. A consequência mais evidente é a destruição física do ambiente construído em habitações, locais de trabalho, escolas, hospitais, centros administrativos, edifícios históricos e infraestruturas e também sistemas de distribuição de água, gás, eletricidade e comunicações poderão ser destruídos (Kundak, 2004).

O impacto socioeconómico motivado pela dificuldade em retomar a vida quotidiana, pela rotura de stocks e pelos rearranjos da economia são alguns dos principais desafios para as sociedades modernas. Além disso, as perdas económicas provocadas pelos sismos podem causar reduções fortes no crescimento das economias a longo prazo e fazer disparar a inflação (Kundak, 2004). Nos séculos XX e XXI tem sido perceptível que as sociedades mais prósperas reagem melhor ao evento sísmico devido à sua capacidade financeira e autoestima (Lopes, 2008).

Não é expectável que nos próximos anos exista uma atenuação do impacto económico dos sismos, sendo que de acordo com a figura 2.27 as perdas económicas devido a estes fenómenos têm vindo a aumentar, seguindo aproximadamente uma lei exponencial. Tal questão vai de encontro ao que já foi referido: o crescimento populacional implica um ritmo muito acelerado de projeto e construção e, portanto, um crescimento brutal do tecido urbano em pouco tempo, o que impossibilita que as estruturas possam ter capacidade de resposta à ação sísmica de acordo com os requisitos de segurança.



Fig. 2.27 – Perdas económicas por milhão de habitantes normalizadas a 1997 no século XX (Adaptado de Lopes, 2008).

No sentido de avaliar os impactes económicos de sismos de várias magnitudes e em realidades construtivas diferentes no mundo, realizou-se um estudo económico cujos resultados serão apresentados na tabela 2.1. O objetivo passou pelo estudo de 3 sismos com magnitudes das mais altas registadas até aos dias de hoje à escala mundial, juntamente com outros 3 sismos de menor magnitude na Europa e, em particular, numa realidade próxima da portuguesa do ponto de vista de projeto e em termos construtivos (que é o caso de países como a Itália e a Espanha).

Tabela 2.1 – Alguns sismos do século XXI com respetivas magnitudes e impactes económicos (aboutmoney, 2015), (NOAA, 2004), (Romão, 2012), (MercoPress, 2010), (FoxNews, 2009), (EDIM, 2012) e (Romão, et al., 2013).

Sismo	Magnitude (M_w)	Perdas económicas (Milhões \$)
Tohoku, Japão (2011)	9.0	360000
Sumatra, Indonésia (2004)	9.1	10000
Chile (2010)	8.8	30000
L'Aquila, Itália (2009)	6.3	16000
Bologna, Itália (2012)	6.1	10000
Lorca, Espanha (2011)	5.1	99

Numa primeira análise da tabela 2.1 é perfeitamente visível o forte impacto económico dos sismos a uma escala mundial e percebe-se também que a magnitude do sismo é independente das perdas económicas causadas. Essa relação poderá ser feita recorrendo ao conceito de intensidade, uma vez que à partida quanto maior a intensidade de um dado evento sísmico, maiores serão as perdas económicas dos locais afetados pelo mesmo.

Olhando para os 3 primeiros sismos apresentados na tabela, é interessante reparar que existe uma discrepância tremenda entre o evento ocorrido no Japão e os restantes em termos de impacto económico, para uma magnitude semelhante. Este facto está intimamente relacionado com as realidades dos países envolvidos e o seu desenvolvimento no que respeita aos materiais de construção.

De facto, o Japão é um país muito mais desenvolvido que a Indonésia e Chile e, nesse sentido, terá maiores perdas económicas em valor dos objetos e materiais danificados ou destruídos. No entanto o Japão tem também uma economia mais forte e, nesse sentido, os 360000 M\$ apresentados poderão representar uma menor percentagem de PIB do que os 10000 M\$ na Indonésia. Na verdade, os países menos desenvolvidos e, portanto, com menor valor de PIB tendem a ser mais vulneráveis aos impactes económicos de um sismo forte, apesar de do ponto de vista absoluto o custo dos danos não ser tão elevado como nos países mais desenvolvidos (Coburn e Spence, 2002). No entanto, independentemente do país ser mais ou menos desenvolvido, a verdade é que os impactes económicos dos sismos são indiscutivelmente muito altos, sendo um dos grandes desafios dos próximos anos conseguir reduzi-los.

Passando para a análise dos 3 últimos sismos apresentados na tabela, o que chama a atenção é o facto de serem eventos pequenos a moderados (de todo não comparáveis com os 3 primeiros) que, ainda assim, implicaram perdas económicas graves. De realçar que estes países têm uma realidade bastante próxima da portuguesa e, desta forma, estes dados deverão ser tomados para reflexão sobre aspetos de dimensionamento sismo resistente e de construção em Portugal. A verdade é que grande parte das construções destes países são antigas e sem especial atenção à ação sísmica e mesmo os edifícios recentes muitas vezes não têm esses cuidados tanto a nível de projeto, como a nível de construção em obra. Os danos no parque edificado (refletidos nas perdas económicas patentes nos 3 últimos exemplos da tabela 2.1) parecem excessivos para sismos pequenos a moderados e é, de facto, inaceitável que estes eventos tenham provocado perdas económicas tão avultadas.

Neste sentido é importante prevenir os possíveis danos resultantes das ações sísmicas, de modo a que as cidades se possam regenerar e manter as suas atividades vitais, garantindo edifícios capazes de dar uma boa resposta a estes fenómenos. É aceite por engenheiros e autoridades públicas que a avaliação de segurança sísmica e desempenho do parque construído é uma questão de alta prioridade. As metodologias de avaliação de segurança e de reabilitação de edifícios existentes nos dias de hoje refletem a perceção de que grande parte das construções terá alta vulnerabilidade sísmica. A necessidade de intervenções racionais e economicamente viáveis no parque construído levou ao desenvolvimento de vários documentos normativos e guias de aplicação que contêm procedimentos de avaliação do desempenho sísmico dos edifícios existentes, ao longo dos últimos vinte anos. Alguns destes documentos e metodologias simplificadas serão referidos no capítulo 3.

3.

Metodologias simplificadas de avaliação de segurança sísmica

3.1. PREÂMBULO

O conceito de metodologias simplificadas de avaliação (do inglês *Rapid Visual Screening methodologies*, RVS) surge com o objetivo de classificar simplificadaamente os edifícios existentes como seguros ou não seguros à ação sísmica e visa definir de forma rápida e simples uma categoria de risco de um determinado edifício.

Os primeiros passos com vista à criação de uma metodologia deste tipo foram dados num documento desenvolvido e usado nos EUA chamado FEMA 154 (2002), tendo sido descrita uma metodologia RVS que foi pioneira no desenvolvimento deste tipo de métodos e que foi utilizada durante vários anos, sendo que ainda é uma base muito importante para várias técnicas internacionais. Neste sentido, a generalidade dos métodos que vão ser descritos no presente trabalho advém desta metodologia proposta em várias versões do referido documento.

Regra geral, as metodologias de avaliação de vulnerabilidade são de três tipos (Sinha e Goyal, 2004):

- *Rapid Visual Screening* (RVS) - requer apenas uma avaliação visual e é conhecido como procedimento de nível 1.
- *Simplified Vulnerability Assessment* (SVA) - requer uma análise de engenharia baseada na observação de desenhos estruturais ou medições in-situ e é conhecido genericamente como procedimento de nível 2.
- *Detailed Vulnerability Assessment* (DVA) - requer análise computacional detalhada, podendo ser mais complexa do que a necessária para o dimensionamento de um edifício novo e é denominado de procedimento de nível 3.

A informação resultante da aplicação das metodologias RVS será útil para criar uma lista de edifícios para os quais é necessária uma avaliação mais detalhada, recorrendo aos segundos e terceiros níveis. De facto, os resultados de uma RVS podem ser usados para várias aplicações:

1. Identificar edifícios que necessitem de análise mais detalhada quanto à sua vulnerabilidade sísmica;
2. Classificar as necessidades de reabilitação de uma cidade;
3. Executar um plano de risco sísmico para uma cidade;
4. Planear avaliações de segurança de edifícios pós sismo;
5. Desenvolver informação específica da vulnerabilidade dos edifícios;
6. Alertar a sociedade para a vulnerabilidade sísmica dos edifícios e necessidade de investimento na área de identificação e resolução desses problemas.

As SVA são mais complexas e, consequentemente, mais rigorosas do que as RVS, uma vez que utilizam informações de engenharia como dimensões de secções transversais de elementos resistentes à ação sísmica e a sua resistência, utilizando também informações mais explícitas sobre as acelerações do solo, sendo estas informações utilizadas sobretudo para estimar o deslocamento relativo entre pisos, normalizado à altura entre pisos, o *drift*. Existindo uma boa correlação entre esta grandeza e os danos sofridos pelos edifícios, este parâmetro é fulcral na generalidade dos procedimentos de nível 2. As SVA requerem o uso de cálculo computacional, ao contrário do que acontece com as RVS, sendo que o esforço computacional é relativamente reduzido e os requisitos são recolhidos em papel para mais tarde servirem de variáveis de entrada para o software. Os resultados destes métodos servirão para determinar o potencial estado dos edifícios e ainda para formar uma lista com os edifícios onde uma análise detalhada (DVA) é requerida.

As DVA requerem a utilização de métodos de análise de engenharia mais complexos como a consideração do comportamento não linear dos elementos estruturais, o que implica especialização por parte de quem os aplica. A aplicação destes procedimentos requer sempre uma informação extensa sobre os edifícios em análise, o que poderá demorar bastante tempo e tornar a sua aplicação morosa.

No essencial, todas as abordagens RVS passam por atribuir uma pontuação base avaliando critérios fundamentais ao comportamento sísmico afetando, de seguida, essa pontuação de fatores corretivos que têm em conta outros critérios. Estes fatores corretivos poderão ser: i) somados algebricamente à pontuação base ou ii) multiplicados sob a forma de produto das várias pontuações respeitantes a cada critério.

Na primeira hipótese, existirão pontuações atribuídas aos vários critérios em análise que serão somadas ou subtraídas, consoante o critério avalie uma característica benéfica ou prejudicial ao bom comportamento sísmico do edifício, respetivamente. Nos chamados métodos de corte (do inglês *cut-off methods*), os critérios escolhidos para análise refletem apenas características prejudiciais ao bom comportamento sísmico, ou seja, características que prejudicam a boa resposta sísmica do edifício e, assim sendo, a soma algébrica transformar-se-á numa subtração, visto que os critérios serão pontuados negativamente. Um exemplo deste tipo de método é o de Sucuoglu e Yazgan (2003), proposto na Turquia.

Na segunda alternativa, cada critério tem a sua pontuação e a pontuação final resulta do produto de todas as pontuações individuais. Como exemplos existem os métodos P25, Japonês e o proposto pela NBCC.

Segue a descrição de vários métodos RVS utilizados um pouco por todo o mundo, interessando distinguir as metodologias enquadradas em regulamentação ou normas e metodologias unicamente encontradas em publicações científicas, diferenciar o tipo de informação necessária para a aplicação do método, referir publicações e/ou estudos sobre as metodologias e fazer uma descrição do método acompanhada da tomada de decisão subsequente.

3.2. FEMA 154 (2002)

O FEMA 154 (2002) é o documento em que grande parte das metodologias simplificadas de avaliação de segurança a ser descritas no presente trabalho se baseiam e, como tal, interessa numa primeira fase descrever a metodologia proposta neste documento. A abordagem inclui uma avaliação integrada com 3 níveis de aplicação, sendo o primeiro nível aquele que importa discutir, visto os restantes não serem considerados metodologias simplificadas.

O âmbito de aplicação do método é vasto, podendo ser aplicado para estruturas de madeira, aço, betão armado, pré fabricados e alvenarias resistentes com sistemas sismo resistentes em pórtico com ou sem contraventamento e diafragmas rígidos ou flexíveis.

O método baseia-se numa pontuação inicial que posteriormente será aumentada ou diminuída em função das pontuações dos vários critérios envolvidos, sendo estes, portanto, critérios benéficos os prejudiciais ao bom desempenho sísmico dos edifícios, respetivamente. Esta pontuação inicial é função do tipo de sistema sismo resistente e do material da estrutura. Os critérios envolvidos são os seguintes:

- Altura do edifício, sendo que os edifícios mais altos são melhor pontuados do que os mais baixos (critério cuja pontuação é somada à pontuação inicial);
- Irregularidade em altura, a classificar como "existe" ou "não existe", sendo um critério pontuado negativamente;
- Irregularidade em planta, a classificar exatamente nos mesmos termos que a irregularidade em altura;
- Critério que tem em consideração os códigos de dimensionamento sismo resistente e que penaliza os edifícios que não tenham tido esse tipo de dimensionamento;
- Edifícios classificados como Referência (cuja definição detalhada surge em 3.3) são edifícios em que o detalhe, a pormenorização e a qualidade construtiva são considerados elevados e, assim, é um critério pontuado positivamente;
- Tipo de solo presente no local do edifício em avaliação, sendo que os solos com menor qualidade implicam uma maior penalização na pontuação final.

Fatores como a importância dos edifícios e objetos não estruturais que potencialmente possam cair como paredes, chaminés ou platibandas são incluídos nesta metodologia.

Uma lista em forma de questionário deverá ser preenchida após a observação dos edifícios e o resultado final do método deverá ser acompanhado de alguns comentários, bem como o preenchimento de uma secção que visa tomar uma decisão sobre a necessidade ou não de avançar para um nível mais detalhado (a preencher com "sim" ou "não").

3.3. MÉTODO DO ASCE 41 (2013)

O procedimento Tier 1 surge no ASCE 41 (2013) e é baseado em documentos como o FEMA 310 (1998). Este método permite a familiarização com o edifício, a perceção das suas potenciais deficiências e o seu potencial comportamento sísmico, bem como determinar se é necessário fazer uma análise mais detalhada para avaliar a sua vulnerabilidade. Se forem detetadas deficiências num determinado edifício, o próximo passo é avançar para a avaliação mais detalhada, isto é, para o procedimento de nível 2 (*Tier 2*) ou, simplesmente, parar se o objetivo for apenas aferir a existência de deficiências. Maior detalhe poderá ser obtido através da utilização de métodos mais rigorosos e, portanto, mais trabalhosos que não poderão ser classificados como metodologias simplificadas, sendo estes os casos dos procedimentos de nível 2 e 3 (*Tier 2* e 3). Estas são metodologias mais detalhadas que se focam nas deficiências detetadas na avaliação rápida do *Tier 1*, pelo que naturalmente que se a avaliação inicial revelar bom comportamento sísmico, o processo pode parar, não sendo necessário avançar para um maior nível de rigor.

O *Tier 1* permite identificar rapidamente edifícios que cumpram os critérios ou disposições presentes num conjunto de tabelas sob a forma de questionário (declarações avaliativas), conhecidas como *checklists*, que deverão ser preenchidas com: C - Cumpre, NC - Não Cumpre, U - Desconhecido e N/A

- Não Aplicável. Estas tabelas são baseadas em danos estruturais provocados por sismos no passado recente nos sistemas resistentes de edifícios semelhantes e a informação necessária para o seu preenchimento compreende a descrição geral do edifício e os níveis de desempenho e sismicidade.

As *checklists* requeridas para o nível 1 de avaliação dependem do nível de sismicidade do local onde o edifício se encontra e do nível de desempenho pretendido para a análise, sendo assim selecionadas as tabelas a completar. Os níveis de desempenho podem ser i) estruturais ou ii) não estruturais:

i) Nível de desempenho estrutural:

- Ocupação imediata (S-1);
- Controlo de dano (S-2);
- Segurança das pessoas (S-3).

ii) Nível de desempenho não estrutural:

- Retenção de posição (do inglês *position retention*) (N-B);
- Segurança das pessoas (N-C).

A avaliação de nível 1 inclui critérios de aceitação para os níveis de desempenho de ocupação imediata (S-1) e segurança das pessoas (S-3) no que diz respeito ao desempenho estrutural e retenção de posição (N-B) e segurança das pessoas (N-C) para o desempenho não estrutural. Por outras palavras, o nível 1 do procedimento *Tier* apenas não inclui o critério de controlo de danos (S-2), correspondente ao nível de desempenho estrutural. De notar que a definição de elementos não estruturais no ASCE 41 (2013) se refere a elementos como paredes de alvenaria, condutas de ventilação, revestimentos, objetos acessórios, etc.

A avaliação proposta apenas é válida para averiguar o cumprimento de objetivos de desempenho básicos para edifícios existentes, os chamados BPOE - *Basic Performance Objective for Existing Buildings* - e não é válida para o cumprimento de objetivos de desempenho básicos equivalentes aos padrões de novos edifícios, denominados BPON - *Basic Performance Objectives Equivalent to New Buildings Standards*.

Em alguns casos para o preenchimento das *checklists* é necessário fazer pequenas verificações (do inglês *quick checks*) cujo objetivo é a quantificação de parâmetros como a rigidez e resistência de determinadas componentes do edifício. Um parâmetro importante e recorrente destes cálculos é o fator de modificação do sistema, que toma valores diferentes dependendo do tipo de sistema estrutural dominante (pórticos, paredes resistentes, contraventamento diagonal, etc).

A abordagem de nível 1 inclui a definição de Edifício Referência como sendo um tipo de edifício que implica várias inspeções:

- Revisão de documentos existentes como os desenhos do projeto para confirmar se a pormenorização dos elementos primários do sistema resistente à ação sísmica é adequada;
- Inspeção de campo com o intuito de confirmar que o edifício foi construído de acordo com os desenhos e que não foram feitas alterações que tenham influência significativa no bom comportamento das estruturas resistentes às ações laterais;
- Visita ao terreno que deverá confirmar que não ocorreu deterioração significativa nos materiais, uma vez que esta poderá comprometer os mecanismos de transferência de cargas e afetar o comportamento resistente da estrutura às ações laterais;
- Perigosidade geológica - aquando da visita ao local deverá ser averiguada a não existência de falhas, liquefação ou perigo de rotura de falhas nas redondezas e se algum destes perigos existir, deverá proceder-se à mitigação do mesmo através do dimensionamento adequado do sistema resistente à ação sísmica e das fundações ASCE 41 (2013).

Todas estas provisões deverão ser cumpridas para o edifício ser classificado como Referência e um dos pressupostos desta classificação é que a data de construção do edifício seja posterior a 1993 (existindo apenas algumas exceções dependentes do sistema estrutural). Se alguma destas condições não for cumprida, o edifício não poderá ser considerado Referência e dessa forma será obrigatório o preenchimento das *checklists* para elementos estruturais e não estruturais. Caso o edifício possa ser classificado como Referência, considera-se que ele cumpre automaticamente os requisitos estruturais, sendo apenas necessária uma avaliação pelo *Tier 1* para os elementos não estruturais.

Quanto ao âmbito de aplicação, o procedimento de nível 1 pode ser aplicado a uma vastíssima gama de edifícios com diferentes tipos de sistemas sismo resistentes. Existe uma distinção dos edifícios comuns consoante o tipo de sistema resistente incluindo, por exemplo pórticos de aço ou betão armado com ou sem contraventamento e com diafragma rígido ou flexível, sistemas mistos, sistemas com paredes de alvenaria de enchimento, sistemas de paredes rígidas de betão armado, sistemas em pórtico pré fabricados e sistemas com alvenaria armada.

Assim, o *Tier 1* pode ser utilizado para qualquer tipo de edifício que se enquadre nos sistemas estruturais resistentes atrás descritos, tendo em atenção algumas limitações respeitantes à altura do edifício, ao nível de desempenho estrutural pretendido e ao nível de sismicidade do local. Pode dizer-se então que as limitações ao uso do primeiro procedimento apresentado pelo ASCE 41 (2013) são função do sistema estrutural, tamanho do edifício, nível de desempenho estrutural requerido e da sismicidade do local.

No caso de existência de sistemas mistos é possível utilizar este procedimento, mas é preciso assegurar vários aspetos relacionados com o desempenho de segurança das pessoas (S-3), tipo de diafragma, altura do edifício, etc. De notar que estes sistemas mistos podem ser representados por um sistema resistente na direção longitudinal e outro na direção transversal ou por uma combinação de diferentes sistemas na mesma direção.

Desta forma, resumindo o método: inicialmente é necessário averiguar se o edifício em avaliação cumpre os critérios para ser considerado como Edifício Referência, sendo que em caso afirmativo os níveis de desempenho estruturais são classificados como cumpridos e é necessária apenas uma avaliação pelas *checklists* do nível 1 para os elementos não estruturais. Em caso de o edifício não estar de acordo com os critérios que o classificarão como de Referência, será necessário selecionar as *checklists* adequadas e eventualmente fazer algumas verificações rápidas (*quick checks*). Uma lista de potenciais deficiências identificadas nas declarações avaliativas para as quais o edifício não cumpre será compilada e é o resultado da avaliação pelo *Tier 1*. Nesta fase, avançar-se-á no rigor da avaliação, prosseguindo para o *Tier 2* e, eventualmente, *Tier 3* que têm por base detalhar as deficiências evidenciadas pela primeira análise ou poder-se-á mesmo cessar o processo de avaliação tomando como suficiente o resultado do método simplificado. A figura 3.1 mostra um organograma com os procedimentos de aplicação do método descrito.

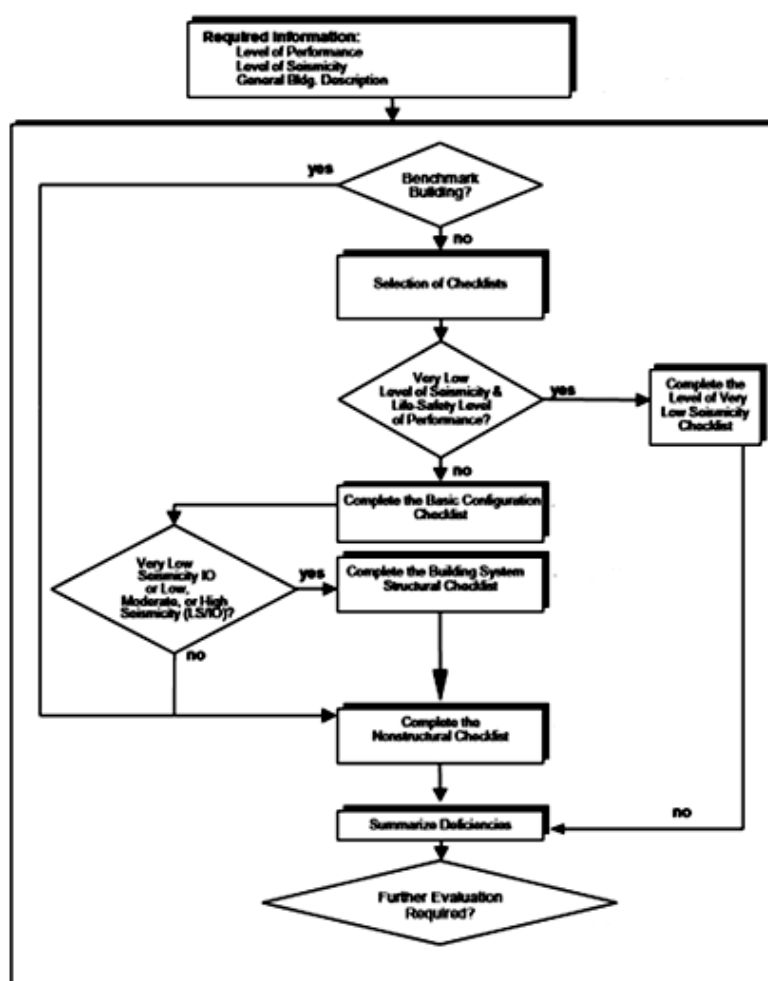


Fig. 3.1 – Organograma do procedimento do Tier 1 (com base no ASCE 41 (2013)).

3.4. MÉTODO DO REGULAMENTO ROMENO

No regulamento Romeno (MTCT, 2008), surge um método para avaliação de segurança sísmica dividido em três níveis de aplicação, sendo que se pretende realizar a descrição do nível 1, uma vez que é o único que efetivamente pode ser denominado de metodologia simplificada. A metodologia dos níveis 2 e 3 são de um nível de complexidade superior e têm por objetivo ser mais rigorosas do que a de nível 1, pelo que se distinguem, sobretudo, pela base conceptual, pelo nível de refinamento do método de cálculo e respetiva complexidade e pelo detalhe das verificações a realizar.

O nível de aplicação deverá ser selecionado com base em critérios como o conhecimento técnico na altura da realização do projeto e construção, complexidade do edifício (definida pela regularidade em planta e em altura), nível de conhecimento do edifício (dados disponíveis), função, importância e valor do edifício, tipo de sistema estrutural, nível de desempenho escolhido e condições de perigosidade sísmica do local (definidas pelos valores de aceleração máxima do solo e pelas condições locais do solo, conhecidas como efeito de sítio). Cada nível tem as suas respetivas listas e critérios de avaliação.

Os níveis de desempenho são definidos como identificativos do desempenho sísmico expectável através de parâmetros como a degradação, perdas económicas e descontinuidade operacional. São definidos três níveis de desempenho na norma romena:

- Limitação de dano - associado ao estado limite de serviço;
- Segurança - associado ao estado limite último;
- Prevenção do colapso - associado ao estado limite de pré-colapso.

A seleção do objetivo de desempenho depende do nível de desempenho pretendido, bem como do nível de perigosidade sísmica definido pelo período de retorno do sismo. Os objetivos de desempenho definidos na norma são i) objetivo básico - *Basic performance objective* (BPO) - que consiste no nível de desempenho de segurança para uma ação sísmica com período de retorno de 40 anos e ii) objetivos mais altos - *Higher performance objective* (HPO) - obtidos combinando os vários níveis de desempenho com níveis de perigosidade sísmica mais elevados, isto é, com ação sísmica de período de retorno superior a 40 anos.

O BPO é obrigatório para todas as construções, sendo que o HPO é recomendado para edifícios de elevado risco sísmico. O objetivo de desempenho estabelecido previamente à avaliação irá determinar o custo e a complexidade dos trabalhos, assim como os benefícios a ser obtidos para a segurança, aspeto geral do edifício e degradação física dos elementos de construção, tendo ainda influência na redução da descontinuidade operacional do edifício após a ocorrência de um dado evento sísmico.

A escolha do nível a utilizar é função do tipo de sistema estrutural resistente às ações sísmicas, pelo que a metodologia de nível 1 é aplicável a:

- Edifícios regulares com pórticos de betão armado com ou sem paredes de alvenaria não resistente até 3 pisos de altura e localizados em zonas de baixa sismicidade (consideradas as que têm aceleração do solo inferior ou igual 0.12g);
- Edifícios com paredes estruturais de alvenaria confinada ou não confinada com pisos com diafragma rígido ou flexível;
- Edifícios com até 5 pisos com paredes estruturais de betão armado ligadas monoliticamente ao resto da estrutura e localizados em qualquer zona sísmica;
- Edifícios de qualquer tipo de sistema estrutural desde que estejam situados em zonas de muito baixa sismicidade (consideradas as que têm aceleração do solo inferior a 0.08g);
- Componentes não estruturais dos edifícios.

De salientar que a metodologia nível 1 do método apresentado no regulamento romeno também é aplicável aos elementos não estruturais e é especialmente aplicável a edifícios em que a resistência a ações laterais é assegurada por paredes, sejam de alvenaria confinada, não confinada ou de betão armado.

Esta metodologia envolve genericamente i) uma avaliação qualitativa do edifício baseada em critérios de dimensionamento, comparação e detalhe da construção, em que os resultados dessa avaliação entram numa lista que vai permitir concluir se o edifício e os seus elementos vão de encontro aos critérios estipulados antes da análise e ii) verificações por cálculo através de estimativas expeditas de parâmetros estruturais e verificações dos estados de tensão das secções dos elementos estruturais perante a ação sísmica.

A avaliação envolve um conjunto de atividades descritas sucintamente de seguida:

1. Recolha de informação sobre o edifício em causa relacionada com a sua história e função, as suas características estruturais e não estruturais e características do solo de fundação;
2. Definição das características mecânicas dos materiais da forma mais adequada possível;
3. Identificação do estado de degradação do edifício;
4. Estabelecimento dos níveis de desempenho e dos objetivos de desempenho pretendidos;
5. Seleção do nível da metodologia para avaliação;
6. Elaboração do relatório da avaliação, formulando conclusões e especificando eventuais medidas corretivas necessárias;
7. Verificação da resistência estrutural e deformabilidade.

A avaliação da vulnerabilidade do edifício (como um todo e das suas componentes) é determinada com base nos resultados da avaliação qualitativa e de alguns cálculos. Posteriormente é definido um agrupamento em classes de risco sísmico com base em 3 indicadores (R1, R2 e R3) que são o objetivo da análise no processo avaliativo, com o intuito de ser tomada uma decisão após a aplicação do método. Estes indicadores são:

O grau de cumprimento das condições de conformidade e composição dos elementos estruturais, bem como as regras construtivas para estruturas que absorvem o efeito da ação sísmica são avaliados pelo parâmetro R1, que é denominado genericamente por grau de cumprimento dos requisitos de dimensionamento² sísmico.

O nível de dano estrutural e não estrutural, avaliado pelo parâmetro R2, expressa a proporção da degradação do edifício devida à ação sísmica comparativamente com as outras causas.

O grau de segurança sísmica, aferido aos elementos estruturais e avaliado pelo parâmetro R3, representa o quociente entre a capacidade resistente dos elementos estruturais e o esforço atuante.

Existem listas a preencher nos anexos do regulamento que dizem respeito aos critérios avaliados pelos parâmetros R1, R2 e R3, sendo que o valor máximo de R1 e R2 é 100, pelo que R1=100 significa total cumprimento dos requisitos de dimensionamento e R2=100 significa que a integridade do edifício não é afetada.

No mesmo documento, existe uma distinção de classes de risco sísmico, que são o resultado da aplicação do método, permitindo tirar conclusões sobre a segurança de um determinado edifício e eventuais medidas corretivas a executar. Existem quatro classes:

- Classe Rs I - Edifícios com alto risco de colapso durante o sismo de projeto.
- Classe Rs II - Edifícios que sob o efeito do sismo de projeto poderão sofrer danos e prejuízos estruturais importantes, mas dificilmente perderão estabilidade.
- Classe Rs III - Edifícios que sob o efeito do sismo de projeto poderão sofrer danos estruturais que não afetam significativamente a sua segurança estrutural, mas os danos não estruturais podem ser relevantes.
- Classe Rs IV - Edifícios para os quais a resposta sísmica é semelhante à resposta obtida para construções projetadas de acordo com a regulamentação em vigor.

² Requisitos de dimensionamento adequado consistem nas regras para estruturas e elementos estruturais e respetivas ligações. Nas condições de cumprimento destes requisitos é incluída uma adequada hierarquia de resistência estrutural com intuito de assegurar o desenvolvimento de mecanismos de dissipação de energia adequados.

Para cada parâmetro (R1, R2 e R3) referido existirá uma determinada classe de risco, pelo que haverá uma classe de risco do primeiro indicador, uma classe de risco que avalia o segundo e finalmente uma classe de risco para o terceiro. De notar que estas classes poderão, naturalmente, ser diferentes e, assim, para um dado edifício existirem 3 classes de risco distintas, dependendo do indicador em análise. Com a associação a uma classe de risco, o engenheiro pode i) estabelecer a conclusão final sobre a resposta sísmica do edifício em questão (o que pressupõe a seleção da classe de risco sísmica global) e ii) estabelecer a decisão de intervenção (se necessário).

As indicações para a tomada de decisão no regulamento romeno não são objetivas, sendo que é dito que é necessário bom senso e uma análise crítica para escolher a classe de risco sísmica global do edifício, não bastando escolher a classe de risco sísmica crítica, ou seja, a pior classe de entre os 3 indicadores.

3.5. MÉTODO P25

O método *P25* foi inicialmente proposto por Bal et al., (2008) na décima quarta conferência mundial de engenharia sísmica na China e foi posteriormente desenvolvido e calibrado através de um projeto de investigação financiado pela TUBITAK (*Turkish Scientific and Technical Research Council*). Esta metodologia surge apenas em documentos de investigação e é baseada num sistema de pontuações a atribuir a sete critérios associados a sete tipos de rotura e respetivas interações. O método consiste em, primeiramente, observar e listar os parâmetros estruturais mais importantes que afetam a resposta sísmica do edifício e, posteriormente, pontuá-los juntamente com alguns fatores que têm em consideração a importância relativa entre os vários critérios.

Os parâmetros do método foram calibrados com trabalho analítico recorrendo a análises não lineares dinâmicas e estáticas, tendo sido aplicado a alguns dos 323 edifícios de betão armado numa base de dados em diferentes estados de degradação, localizados em solos distintos e submetidos a várias ações sísmicas com o intuito de testar a aplicabilidade e fiabilidade do método. Os edifícios escolhidos pertenciam a seis cidades diferentes que sofreram danos severos durante os cinco sismos ocorridos na Turquia entre 1967 e 2003, sendo que adicionalmente foram incluídos edifícios recém-construídos na base de dados, dimensionados de acordo com a norma turca TEC (1998), com o objetivo de verificar a consistência do método perante as exigências das normas sísmicas.

Os seguintes parâmetros básicos devem ser avaliados para ser possível a aplicação da metodologia:

- Dimensões de secção transversal de pilares, paredes de betão armado e alvenarias;
- Alturas dos andares e altura total do edifício;
- Dimensões exteriores em planta do rés-do-chão;
- Dimensões correntes das vigas;
- Aceleração efetiva do solo;
- Coeficiente de importância do edifício;
- Condições do solo de fundação e perfil topográfico do solo;
- Outros parâmetros passíveis de serem observados ou medidos como a qualidade dos materiais, zonas de confinamento de pilares, irregularidades estruturais em planta e altura, existência de pilares curtos, descontinuidade de pórticos, etc.

Como foi dito, são considerados sete tipos de rotura e respetivas interações (se aplicável) e definem-se sete pontuações, de P1 a P7. Segue a explicação sumária das pontuações a considerar:

A pontuação base P1, sendo a pontuação mais importante, é definida tendo em conta vários aspetos que influenciam o comportamento sísmico dos edifícios, existindo vários fatores que posteriormente

serão conjugados numa expressão matemática que define a pontuação P1 a utilizar. Os fatores são de várias tipologias, como irregularidades em planta e altura, deterioração dos materiais, solo e fundações e critérios tipo viga fraca e pilar forte (critério de dimensionamento sísmo resistente).

A pontuação P2 está relacionada com a existência de pilares curtos, que são elementos com exigências de corte superiores e passíveis de roturas frágeis associada a esses esforços. Naturalmente, quanto maior o número de pilares curtos, menor a pontuação obtida.

A pontuação P3 tem em consideração a existência de pisos fracos, sendo que existe a tendência para o piso térreo ter um pé direito superior muitas vezes para finalidades comerciais e isso "enfraquece" o piso, tornando-o mais vulnerável à ação sísmica, tendo o mesmo uma resposta menos adequada (Papadrakakis et al., 2011). Assim, o método propõe uma expressão de cálculo da pontuação P3 onde entram em jogo a rigidez relativa entre pisos adjacentes por intermédio das áreas efetivas de secções transversais resistentes (pilares e paredes) e a altura do piso.

A pontuação P4 mede o uso de saliências em lajes estruturais nos pisos acima do rés-do-chão, sendo esta característica uma das mais comuns na arquitetura de edifícios residenciais na Turquia, o que proporciona alguns efeitos adversos no seu comportamento sísmico pelo facto de contribuir para a alteração na distribuição de massa e regularidade em planta. Isso implica, naturalmente, uma pontuação a diminuir com o aumento destas saliências.

A pontuação P5 tem em consideração o efeito de choque entre edifícios adjacentes (*pounding* em inglês) e pode ser do tipo excêntrico ou concêntrico: se a linha que liga o centro de massa dos dois edifícios adjacentes passar pelo ponto médio da fachada comum ao longo da linha em que se espera que estes dois edifícios colidam, o efeito de *pounding* será concêntrico; caso isso não se verifique, o efeito de *pounding* será excêntrico (Athanassiadou et al., 1994) e (Tezcan, 1996). De notar que existem dois fatores principais que afetam este fenómeno: i) posicionamento relativo entre edifícios, sendo de esperar que o efeito de *pounding* se faça sentir de forma mais pronunciada no último edifício de um bloco e se os edifícios adjacentes tiverem alturas distintas (Lopes, 2008) e ii) nível de lajes, uma vez que este problema é agravado se as lajes de edifícios adjacentes estiverem desniveladas, visto que isso implicará um impacto forte de massas elevadas como as das lajes nos elementos verticais resistentes como pilares (Lopes, 2008).

As pontuações P6 e P7 - entram em jogo com a influência do solo de fundação, pelo que o fator P6 depende do potencial de liquefação do solo e do nível freático na zona (Bal et al., 2008). O fator P7 reflete a capacidade de rotura do solo e depende da profundidade do nível freático e do tipo de solo (classificado pelo TEC (2007)).

O resultado final é obtido através da combinação dos sete tipos de rotura através da seleção do valor mínimo das pontuações obtidas de P1 a P7. Posteriormente esse valor será afetado de fatores corretivos α e β , em que α depende de parâmetros como o coeficiente de importância, a aceleração efetiva do solo, o índice de ocupação do edifício e efeitos de topografia e o fator β reflete a possibilidade de interação entre os vários parâmetros avaliados de P1 a P7.

Com as importâncias relativas sugeridas pela metodologia percebe-se a importância dos fatores analisados e chega-se à conclusão que o P1 é o mais importante (como já havia sido referido, uma vez que reflete a pontuação base), seguido de P3 e P6 cada um com 75% da influência de P1.

Os valores da pontuação final estarão compreendidos entre 0 e 100, correspondendo à maior e menor vulnerabilidade sísmica do edifício, respetivamente (ou pior e melhor comportamento sísmico, respetivamente).

Para a base de dados referida anteriormente, chegou-se à conclusão (apoiada pela figura 3.2) de que:

- Edifícios com $0 \leq P \leq 25$ - são considerados como passíveis de colapso e, portanto, deverão ser feitos esforços para reabilitar estes edifícios (ou eventualmente demoli-los, dependendo da solução estratégica mais rentável);
- Edifícios com $26 \leq P \leq 34$ - deverão ser melhor analisados e avaliados em detalhe recorrendo a análises não lineares com intuito de verificar o seu nível de desempenho sísmico;
- Edifício com $P > 35$ - são considerados como seguros no que ao colapso diz respeito, sendo que nenhum edifício com $P=30$ estava perto da rotura nos 323 casos estudados (o que revela que o método é conservativo).

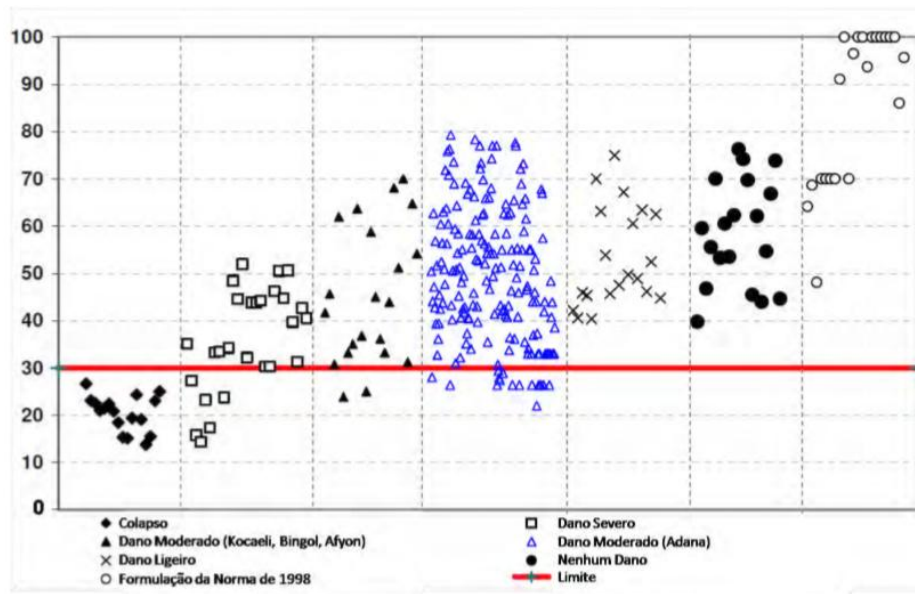


Fig. 3.2 – Resultados de aplicação do método P25 a casos de estudo e conclusões (Rodrigues, 2009).

3.6. MÉTODO JAPONÊS

O Método Japonês foi proposto por Hirosawa inicialmente em 1981, sendo que posteriormente foi incluído na norma japonesa de 1990, que no presente apresenta a versão JBDPA (2005).

O método foi desenvolvido para ser aplicado a edifícios de baixo a médio porte de betão armado, idealmente até 8 pisos, não podendo ser aplicado para edifícios de outro tipo de material de construção nem para edifícios de grande altura (Stolovas, 2009). Existem 3 níveis de aplicação neste método, à imagem do que já foi descrito para os outros e qualquer nível pode ser utilizado para a avaliação de segurança, sendo que o rigor vai aumentando, bem como o grau de complexidade da aplicação nos níveis superiores. Interessa apenas neste capítulo descrever o primeiro nível de aplicação, visto o segundo e terceiro níveis não serem considerados metodologias simplificadas.

A metodologia baseia-se no cálculo de um índice sísmico estrutural (I_s) avaliado sobretudo por um sub-índice básico da estrutura (E_0), que é definido pelo produto entre um sub-índice de resistência e um sub-índice de ductilidade. O sub-índice de resistência é dado pela soma do produto das áreas das secções transversais dos vários elementos verticais da estrutura pelas tensões tangenciais resistentes médias respetivas e o sub-índice de ductilidade pode ser estimado dependendo do tipo de elementos verticais existentes. Por exemplo, se existirem colunas curtas é considerado que a rotura do elemento será condicionada pelo esforço transversal e, portanto, será frágil assumindo o sub-índice de

ductilidade um valor mais baixo do que seria tomado caso não existisse este tipo de elemento estrutural. De seguida, os fatores corretivos S_D e T são aplicados ao sub-índice básico E_0 para se chegar ao índice sísmico, sendo que este procedimento deve ser efetuado para todos os andares nas duas direções principais dos edifícios. De notar que este facto pode tornar o método moroso, sobretudo no caso de o edifício ter alguns pisos de altura. Sendo que muitas vezes o piso crítico é o térreo, poderá bastar, na maior parte dos casos, a aplicação do método para esse piso (Stolovas, 2009).

S_D é um fator corretivo conhecido por sub-índice de configuração estrutural que avalia a influência das características do edifício e o seu efeito no comportamento sísmico, pelo que a informação requerida para avaliação dos parâmetros envolvidos no seu cálculo deverá ser obtida via desenhos do projeto e/ou com visitas ao local acompanhadas se necessário por ensaios aos materiais para aferir as suas características resistentes.

T é um fator corretivo chamado sub-índice de deterioração do edifício que, como o próprio nome indica, avalia o impacto da deterioração no desempenho sísmico do edifício devido a fenómenos de fendilhação, deformação, envelhecimento, ocorrência de incidentes e respetivos danos, tipo de ocupação, danos nos acabamentos, etc. A informação necessária para a quantificação deste fator deve ser obtida por uma visita ao edifício.

Existe, à semelhança do índice sísmico para elementos estruturais (I_s), um índice sísmico para elementos não estruturais (I_n), que avalia não só o desempenho sísmico dos elementos não estruturais, mas também a segurança das vidas humanas e a segurança de evacuação de ruas contra a queda ou colapso de elementos não estruturais, sobretudo paredes exteriores, sendo calculado em função do sub-índice construtivo (B) e do sub-índice de risco (H).

O sub-índice B , por sua vez, é calculado em função de um sub-índice de flexibilidade (f) e de um sub-índice de deterioração temporal (t), sendo que o sub-índice f é avaliado em função da classificação de ductilidade da estrutura primária e de elementos não estruturais e o sub-índice t é avaliado pela existência ou não de danos ocorridos no passado no edifício em análise.

O sub-índice H é avaliado dependendo das condições imediatamente abaixo das paredes exteriores, isto é, da possibilidade de circulação de pessoas, dependendo também da existência de guardas de proteção à eventual queda de elementos não estruturais.

Quanto à tomada de decisão, é necessário que tanto para os elementos estruturais, como para os elementos não estruturais se verifique que o índice de desempenho sísmico é superior ou no limite igual ao índice que representa a ação (I_{s0}). Neste caso, considera-se haver bom comportamento sísmico do edifício e segurança e caso contrário o edifício é classificado como incerto, pelo que se deverá avançar para um procedimento de maior rigor (nível 2 pelo menos). Algumas publicações de Otani (2000) foram realizadas aplicando o Método Japonês a vários edifícios nos sismos de 1968 em Tokachi-oki e de 1978 em Miyagi-ken Oki e considerou-se que se $0.65I_{s0} < I_s < I_{s0}$ pode aceitar-se que o edifício tem comportamento sísmico razoável, mas é recomendado avançar para o segundo nível de avaliação para apoiar com mais rigor esta decisão. De acordo com esta publicação, quando $I_s < 0.65I_{s0}$ não existe segurança sísmica e, portanto, é necessário reforçar ou demolir o edifício. Depois de avaliações feitas a edifícios de betão armado danificados sobretudo após o sismo de 1995 em Hyogoken-Nanbu, verificou-se que para valores de $I_s < 0.3$ havia danos severos, sendo que para valores de $I_s > 0.6$ o dano era razoável e, assim, este limite é o sugerido para o edifício ser avaliado como seguro (Fukuyama, 2001). Poderão ainda ser feitas algumas adaptações à fórmula de cálculo de I_{s0} para que o Método Japonês possa ser adotado noutros países. Os assuntos mencionados serão desenvolvidos com maior detalhe no capítulo 4.

3.7. MÉTODO PROPOSTO NA TURQUIA

Após a existência de sismos devastadores na Turquia, como por exemplo o de Düzce em 1999, foi feito um plano de sismos em Istambul que consistiu na avaliação de uma base de dados com 454 edifícios de betão armado. Desenvolvido por um consórcio de 4 universidades turcas em duas equipas, o plano visava o desenvolvimento de metodologias simplificadas de avaliação de segurança dos edifícios após um determinado evento sísmico, sendo que as universidades de METU - *Middle Eastern Technical University* -, ITU - *Istanbul Technical University* -, BU - *Bogazici University* - e YTU - *Yildiz Technical University* - juntaram-se em duas equipas com o intuito de desenvolver publicações sobre metodologias RVS. A primeira equipa foi formada pelas universidades METU e ITU e a segunda pelas BU e YTU, sendo que o método a apresentar será o proposto pela METU e ITU e que posteriormente foi revisto e reformulado por Sucuoglu e Yazgan (2003) e tem bastantes semelhanças com o proposto pelo FEMA 154.

A proposta do método passa pela avaliação do risco sísmico e baseia-se num procedimento composto por dois níveis e aplicável a edifícios de médio a baixo porte, expressamente definidos como sendo os que têm menos de 8 andares e considerados não complexos ou comuns e de betão armado. O procedimento é baseado em alguns parâmetros do edifício que poderão ser facilmente observados ou medidos com uma pesquisa e procedimento sistemáticos, sendo que o principal objetivo foi desenvolver uma base de dados de edifícios e classificá-los de acordo com os níveis de desempenho sísmico esperados.

A primeira fase de aplicação da metodologia consiste apenas na observação realizada pelo exterior e espera-se que demore aproximadamente 10 minutos, enquanto para a segunda fase é necessário fazer uma visita ao edifício para recolha de alguns dados estruturais simples (idealmente apenas no rés do chão). De seguida, existirá um processamento dos dados obtidos destes dois níveis e resultará uma pontuação final que classificará cada edifício, como será adiante explicado.

Para o nível 1, os parâmetros que representam a vulnerabilidade dos edifícios são os seguintes:

1. O número de pisos acima do solo - pode variar de 1 a 7, uma vez que o método não é aplicável a edifícios com 8 ou mais pisos. No método proposto por Sucuoglu e Yazgan (2003) foi possível concluir na análise realizada após os sismos de Düzce que os edifícios mais altos eram mais vulneráveis à ação sísmica, o que contraria o método proposto na FEMA 154 (2002) onde a vulnerabilidade dos edifícios diminui com a altura, sendo que provavelmente esse melhor comportamento dos edifícios altos se deve à maior preocupação dos engenheiros nesse tipo de edifícios no que diz respeito à segurança (Mitra et al., 2010).
2. Presença de piso fraco - pode ser classificada como "sim" ou "não", e é uma variável binária que valerá "1" no primeiro caso e "0" no segundo. Naturalmente, a existência de piso fraco é uma característica que prejudica o comportamento sísmico do edifício.
3. Presença de saliências pesadas como varandas com parapeitos de betão - a avaliar com "sim" ou "não" nas mesmas condições do ponto anterior, sendo que dos edifícios observados foi perceptível que os que tinham estas saliências pesadas estavam bastante associados aos edifícios que ficaram bastantes danificados ou que colapsaram.
4. Qualidade aparente do edifício - avalia as boas condições dos materiais e da construção, pelo que poderá ser avaliada como "boa", "moderada" ou "fraca", sendo atribuídos os valores de "0", "1" e "2" respetivamente.
5. Presença de pilares curtos - Como explicado anteriormente, a presença de pilares curtos prejudica o comportamento sísmico devido à maior possibilidade de roturas por corte

- (roturas frágeis), pelo que será avaliado com "sim" ou "não", nas mesmas condições do ponto 2.
6. Efeito de *pounding* - consiste na possibilidade de embate entre edifícios adjacentes e danos consequentes desse fenómeno e poderá ser avaliado com "sim" ou "não", em condições idênticas às do ponto 2.
 7. Condições locais do solo e efeitos de topografia - tem em consideração não só o efeito de sítio (que é um dos principais fatores amplificadores da intensidade das vibrações do solo), mas também o efeito da topografia que pode amplificar bastante as vibrações sentidas no topo de colinas. A avaliar com "sim" ou "não", nas condições do ponto 2.

Resumidamente, todas as características anunciadas constituem características depreciativas do comportamento sísmico e, assim, são pontuadas negativamente. Caso seja aplicável determinado parâmetro, este é classificado com "1" (que reflete essa aplicabilidade) e, caso contrário, é classificado com "0". Este é um *cut-off method*, uma vez que todos os parâmetros em análise são prejudiciais ao comportamento sísmico e reduzirão o resultado final, sendo deduzidos à pontuação inicial.

Os parâmetros 5, 6 e 7 enunciados anteriormente são apenas referidos no método original da METU. Na revisão e reformulação de Sucuoglu e Yazgan (2003) estes parâmetros não são considerados, porque nos edifícios observados após os sismos de Düzce concluiu-se que (Mitra et al., 2010):

- As condições de solo eram uniformes na zona em avaliação;
- O terreno era plano;
- Não foram observados fenómenos de *pounding*;
- Pilares curtos não foram considerados, porque não tiveram grande influência no comportamento sísmico e além disso são difíceis de ser observados do exterior.

O segundo nível de avaliação será constituído por duas tarefas: i) confirmar se a avaliação dos parâmetros do nível 1 foi corretamente efetuada através de observação mais próxima e ii) elaboração de um esboço sobre a conceção do rés do chão, acompanhado da medição das dimensões de pilares e paredes de betão armado e alvenaria. É expectável que estas tarefas demorem aproximadamente 2 horas e as informações recolhidas serão utilizadas para calcular os parâmetros referentes ao nível 2:

1. Irregularidade em planta - definida como o desvio da forma retangular que originará desvios consideráveis entre o centro de massa e o centro de rigidez dos pisos, aumentando fortemente os efeitos de torção derivados da excitação sísmica.
2. Redundância - quando o número de pórticos ou vãos num dado edifício é insuficiente, as ações laterais podem não ser distribuídas uniformemente pelos pórticos, pelo que estes terão pouca redundância. Assim, é definido um índice de redundância normalizada por expressões propostas por Özcebe et al. (2003).
3. Índice de resistência - a resistência lateral de um edifício está intimamente relacionada com as dimensões das secções transversais dos seus elementos verticais resistentes como pilares e paredes, sendo que fatores como a resistência dos materiais e geometria dos pórticos e paredes naturalmente também dão o seu contributo. Após medição das secções transversais dos elementos verticais é possível a aplicação de expressões propostas por Özcebe et al. (2003) para o cálculo do índice de resistência.

A influência de cada parâmetro de vulnerabilidade do edifício foi avaliada por procedimentos estatísticos com base nos dados dos sismos de Düzce e com os parâmetros obtidos após as duas fases de pesquisa estarem completas, o desempenho sísmico é aferido através do uso de tabelas. Estas tabelas incluem uma pontuação inicial que é função da intensidade sísmica da zona e do número de

pisos do edifício, pelo que de seguida a pontuação inicial é deduzida por cada parâmetro de vulnerabilidade aplicável ao edifício em estudo.

Este método tem bastantes semelhanças com o proposto no FEMA 154 (2002), mas acredita-se que consegue uma descrição mais ampla do risco sísmico para os edifícios de vários pisos de betão armado na Turquia que não estão dimensionados de acordo com as exigências modernas de dimensionamento sísmo resistente (Sucuoglu e Yazgan, 2003).

No que respeita às conclusões finais a retirar da aplicação da metodologia proposta, Sucuoglu e Yazgan (2003) referem que se:

- PS=100 não há danos;
- PS=80 há danos ligeiros;
- PS=50 há danos moderados;
- PS=0 há danos severos ou colapso.

Onde PS é o resultado da aplicação do método (do inglês *performance score*).

3.8. MÉTODO DA NBCC (2010)

Este método de avaliação simplificada de segurança surge na NBCC (*National Building Code of Canada*) na versão 2010 com base no *Manual for Screening of Buildings for Seismic Investigation* publicado pelo NRCC (*National Research Council of Canada*) em 1993 após a modificação do documento ATC-21 de 1989 (Saatcioglu e Shooshtari, 2012). Esta metodologia segue o procedimento utilizado no FEMA 154 (2002), adaptando-se à sismicidade canadiana e às suas práticas construtivas referidas na NRCC (1993). O sistema de pontuação do FEMA 154 (2002) foi também revisto de forma a poderem ser incorporadas vulnerabilidades não estruturais adicionalmente às estruturais, sendo que foi também estabelecido um novo parâmetro baseado na importância do edifício com base no seu tipo de uso e ocupação.

O âmbito de aplicação do método é muito vasto, incluindo os principais tipos de materiais e muitos sistemas estruturais resistentes, sendo aplicável a:

1. Edifícios em que o material dominante é o betão armado com vários sistemas estruturais:
 - Pórticos com alvenarias;
 - Paredes estruturais;
 - Ligações pré-fabricadas em pórtico ou parede
2. Edifícios em que o material dominante é o aço com os seguintes sistemas estruturais:
 - Pórticos com paredes estruturais de betão armado e paredes de alvenaria;
 - Contraventamentos
3. Edifícios em que o material dominante é a alvenaria com os sistemas estruturais:
 - Alvenaria resistente com diafragmas de aço ou madeira;
 - Alvenaria resistente com diafragmas de betão armado;
 - Alvenaria resistente não armada
4. Edifícios em que o material dominante é a madeira com os sistemas estruturais:
 - Pórticos

O método baseia-se no cálculo de um índice de prioridade sísmica (SPI) dado pela soma de um índice estrutural (SI) com um índice não estrutural (NSI), existindo seis parâmetros avaliados: A, B, C, D, E

e F. Segue a explicação de cada um deles para uma melhor compreensão do tipo de informação necessário à aplicação da metodologia.

O fator de sismicidade, definido por A, reflete a perigosidade sísmica do edifício e é função da zona sísmica onde o mesmo se situa, do período da estrutura no modo de vibração fundamental, do tipo de sistemas estruturais dominantes e do ano de projeto.

O fator B reflete o efeito do tipo de solo e depende da zona sísmica onde se situa o edifício, do período do primeiro modo de vibração da estrutura, do tipo de solo e do ano de projeto.

O fator associado ao tipo de sistema estrutural, definido por C, reflete a resistência e ductilidade da estrutura e um valor baixo indica que a mesma tem resistência e deformabilidade suficientes para absorver a energia sísmica induzida. Depende do material dominante na construção, do tipo de sistema estrutural e do ano de projeto.

O fator D está associado à irregularidade do edifício, sendo que reflete e depende das irregularidades em altura e em planta, da existência de pilares curtos, do efeito de *pounding*, da existência de pisos fracos, de eventuais modificações na função (e, portanto, nas cargas), de efeitos de deterioração e ainda do ano de projeto.

O fator de importância é associado à letra E e é definido pela utilização tipo do edifício, densidade populacional e média de horas que o edifício está ocupado por semana. Assim, para além da importância do edifício estar relacionada com a sua finalidade (equivalente às classes de importância do EC8-1, 2005), está também associada ao número de pessoas que efetivamente poderão estar presentes num determinado edifício.

Finalmente o fator F é um indicador que avalia a perigosidade não estrutural, distinguido em: i) perigos relacionados com quedas de elementos e ii) perigos para a descontinuidade operacional, isto é, para o cessar de funções vitais do edifício. É dependente ainda do ano de projeto.

De notar que o termo fulcral e que aparece na avaliação de todos os parâmetros neste método é o ano em que o projeto foi realizado, refletindo não só o nível do conhecimento de engenharia e construção, mas também o rigor do projeto. À luz da metodologia, o ano de projeto é associado à norma em que o mesmo foi baseado e daí é possível inferir o nível de detalhe do mesmo.

No que à tomada de decisão diz respeito, os resultados de SPI mais elevados indicam prioridade mais alta de aprofundar a avaliação ou, inclusivamente, maior vulnerabilidade e necessidade de aumentar o rigor da análise para ganhar consistência sobre eventuais necessidades de reforço. Valores de SI e NSI entre 1.0 e 2.0 indicam cumprimento de acordo com a NBCC 2010. São definidos os valores de SPI e interpretações seguintes:

- $SPI < 10$ indica prioridade baixa;
- $10 < SPI < 20$ reflete prioridade média;
- $SPI > 20$ indica prioridade alta;
- $SPI > 30$ pode ser considerado como potencialmente perigoso e passível de colapso.

3.9. MÉTODO PROPOSTO PARA EDIFÍCIOS DE ALVENARIA DE TIJOLO EM VIENA

Desenvolvido por Achs e Adam (2011), este método tem por objetivo a avaliação sísmica dos edifícios históricos de alvenaria de tijolo em Viena, que representam uma quantidade significativa dos edifícios presentes na cidade, sendo que a maior parte deles foi construída entre 1850 e 1918, e permaneceram sem quaisquer alterações nem melhoramento estrutural durante décadas. Inclusivamente hoje em dia

este tipo de edifícios continua a ser tipicamente usado para fins residenciais, o que torna esta metodologia importante.

O método proposto apoia-se em outros do mesmo tipo propostos na Alemanha, com particular interesse porque se tratam de metodologias desenvolvidas para edifícios históricos com características semelhantes em termos de sismicidade e composição (Achs e Adam, 2011). Outros fundamentos do método tiveram o forte contributo de D'Ayala e Speranza (2002) que avaliaram os possíveis mecanismos de colapso de edifícios históricos de alvenaria, definindo o fator de carga associado com base nos trabalhos de Dawe e Seah (1988) e Ferreira et al. (2010) que desenvolveram uma metodologia simplificada e procederam à respetiva aplicação aos edifícios históricos do centro da cidade de Coimbra. Também de primordial interesse para o desenvolvimento deste método foi a investigação dos edifícios de alvenaria presentes em zonas de alta sismicidade em Istambul por Vatan e Arun (2010) e ainda por Erberik (2010).

O método inclui resultados de um estudo detalhado de documentos históricos como o *Building Code for Vienna* datado de 1859 e respetivas versões de 1869 e de 1883 e ainda o *Municipality of Vienna* de 1892.

No método são avaliados dois parâmetros do edifício: i) a relevância do dano (DR) e ii) o parâmetro estrutural global (SP) e, seguidamente, com base na pontuação obtida nos dois parâmetros, o edifício é classificado como pertencendo a uma de quatro classes de vulnerabilidade.

O parâmetro estrutural (SP) consiste em nove indicadores que avaliam o impacto de determinados critérios estruturais:

- S01 - sismicidade - depende do zonamento sísmico avaliado pelo Anexo Nacional do Eurocódigo 8 na versão de 2005 (Achs e Adam, 2011);
- S02 - regularidade no plano - avalia a regularidade em planta, tendo naturalmente pontuações mais desfavoráveis para edifícios irregulares, uma vez que estes serão mais vulneráveis à ação sísmica;
- S03 - regularidade em altura - avalia a regularidade em altura com particular atenção à eventual existência de pisos fracos, pelo que quanto mais irregular a estrutura for, maior a sua vulnerabilidade sísmica e, portanto, maior a penalização na pontuação;
- S04 - rigidez horizontal - avalia a ligação do teto às paredes e se essa ligação não existir ou estiver em más condições, o edifício é penalizado na pontuação;
- S05 - mecanismo de rotura local das fachadas - é avaliado pelo cálculo do fator de carga λ_0 (D'Ayala e Speranza 2002), sendo que um valor do fator de carga elevado implica uma maior penalização na pontuação;
- S06 - elementos secundários - avalia a presença e exposição ao público de elementos secundários como chaminés, esculturas e estátuas nas fachadas, cornijas, etc. Quanto maior a presença e/ou exposição ao público destes elementos, mais vulnerável será o edifício;
- S07 - tipo de solo - avaliado pela classificação do Anexo Nacional do Eurocódigo 8 na sua versão de 2005, sendo que um solo mole corresponderá, naturalmente, a um pior comportamento sísmico;
- S08 - fundações - depende da localização e do tipo de fundação do edifício;
- S09 - estado de preservação/degradação da estrutura - avaliado em elementos como telhado (entrada de água e ligações danificadas), cornijas (fendilhação), tetos (humidade), pisos (infiltrações e fendilhação), escadarias (dano no suporte das escadas), primeiro piso (danos nas paredes resistentes) e caves e equipamentos (ligações e condição). É apresentada uma escala de dano de "muito alto", "alto", "moderado", "baixo", "muito baixo" e "sem dano".

A pontuação final do parâmetro estrutural (SP) é obtida somando as pontuações de cada um destes critérios e um resultado de SP elevado indica um edifício bastante vulnerável à atividade sísmica. Os elementos mais importantes diretamente relacionados com o dano induzido pelo sismo são a regularidade em altura do edifício e o seu estado de preservação, uma vez que estes critérios são pontuados com valores significativamente superiores aos restantes, sendo que o critério da regularidade em altura é fulcral.

A relevância de dano (DR) é composta por cinco parâmetros que avaliam a influência social e económica dos danos provocados pelos sismos nos edifícios:

- D01 - exposição humana - avalia o número de indivíduos em perigo no edifício e só é aplicável no caso de acessibilidade reduzida. Grande exposição corresponderá a grande relevância de dano;
- D02 - importância do edifício - avalia a importância do edifício de acordo com o Anexo Nacional do Eurocódigo 8 na sua versão de 2005, sendo que naturalmente um edifício importante terá uma pontuação correspondente a grande relevância de dano;
- D03 - importância económica - estima o eventual impacto económico dos danos do edifício, pelo que quanto maior o possível impacto, maior a relevância de dano;
- D04 - ativos materiais em risco - mede o risco dos materiais que compõe o edifício entre risco baixo (edifícios residenciais), médio (arquivos e bibliotecas) e alto (museus);
- D05 - impactes ambientais - avalia os efeitos do colapso parcial ou total do edifício para o ambiente e é medido pela exposição que poderá ser classificada como baixa, média ou alta.

A pontuação final da relevância de dano (DR) é obtida somando as pontuações dos critérios descritos e um resultado de DR elevado significa que o edifício avaliado é bastante vulnerável a eventuais danos resultantes da atividade sísmica. Um dos parâmetros principais é o número de pessoas expostas, sendo pontuado com valores significativamente superiores aos restantes, sendo que a importância do edifício e o impacto económico também são parâmetros relevantes.

Quanto à tomada de decisão, foi possível a classificação dos edifícios em 4 classes de vulnerabilidade sísmica após uma investigação experimental a larga escala envolvendo 375 edifícios avaliados nas condições desta metodologia:

- Classe de vulnerabilidade I $\Rightarrow SP < 50$ e $DR < 50 \Rightarrow$ Potencial dano sob ação sísmica baixo
- Classe de vulnerabilidade II $\Rightarrow 80 > SP \geq 50$ e $DR \leq 100$ ou $100 > DR \geq 50$ e $SP < 80$
- Classe de vulnerabilidade III $\Rightarrow 140 > SP \geq 80$ e $DR < 150$ ou $150 > DR \geq 100$ e $SP < 140$
- Classe de vulnerabilidade IV $\Rightarrow SP \geq 140$ ou $DR \geq 150 \Rightarrow$ Risco sísmico deverá ser avaliado com maior detalhe, porque o edifício é bastante afetado pelas vibrações

Do ponto de vista gráfico a visualização de resultados é mais simples e torna o processo de decisão mais fácil, pelo que as condições anteriores foram representadas graficamente na figura 3.3.

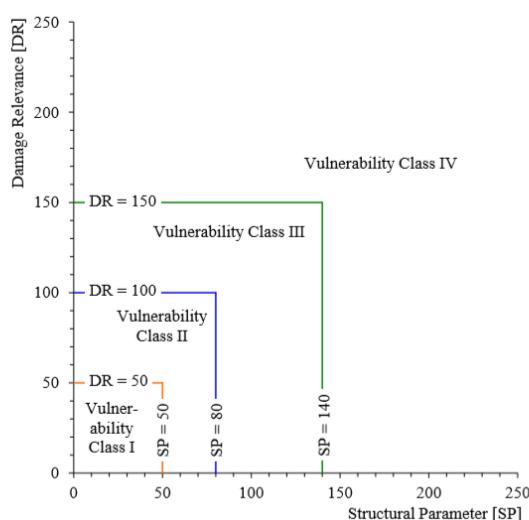


Fig. 3.3 – Classes de vulnerabilidade representadas como função de SP e DR (Adaptado de Achs e Adam, 2011).

3.10. MÉTODO PROPOSTO POR SINHA E GOYAL (2004)

A Índia foi afetada por alguns sismos devastadores no passado que resultaram num grande número de mortes e danos severos nas propriedades, sendo que no último século existiram sismos como os de: (1) grande sismo de Assam em 1897, (2) Kangra em 1905, (3) Bihar-Nepal em 1934 e (4) novo sismo em Assam, 1950 e mais recentemente (5) Bihar Nepal em 1988, (6) Uttarkashi em 1991, (7) Killari em 1993, (8) em 1997 em Jabalpur, (9) Chamoli em 1999 e (10) Bhuji, 2001. Esta frequente ocorrência de sismos fortes é reveladora da alta sismicidade na Índia e, neste contexto, surge a importância crescente de metodologias simplificadas de avaliação de segurança sísmica enquadradas numa política de gestão do risco de desastres associados a estes eventos (Sinha e Goyal, 2004).

Além da alta sismicidade, o crescimento em massa das populações acompanhado de fenómenos migratórios das zonas rurais para as cidades (onde as oportunidades de emprego são maiores) levou a uma rápida urbanização e necessidade de construção a ritmos muito elevados, o que levou a pouca qualidade nos projetos e na construção de edifícios. De facto, a Índia é um país bastante vulnerável do ponto de vista sísmico devido à concentração de grandes aglomerados populacionais em zonas onde os edifícios têm baixa qualidade (Sinha e Goyal, 2004), sendo que naturalmente este é outro facto que revela a importância do desenvolvimento de metodologias RVS.

O procedimento de nível 1 pode ser usado para todo o tipo de edifícios, com algumas condicionantes, o de nível 2 é recomendado para edifícios com grande concentração de pessoas e de nível 3 é recomendado para edifícios de altas classes de importância, como hospitais, quartéis de bombeiros e centrais elétricas (EC8-1, 2005). No presente trabalho apenas interessa a descrição da metodologia simplificada de nível 1.

O método é em tudo semelhante ao apresentado no FEMA 154 (2002), sendo baseado numa pontuação base e posteriormente afetado de modificadores que têm em consideração vários critérios, que poderão ser pontuados como positivos ou negativos, correspondendo a efeitos favoráveis ou desfavoráveis ao comportamento sísmico, respetivamente. Os critérios usados são o tamanho do edifício, a irregularidade em planta e altura, o dimensionamento sísmico resistente e o tipo e potencial de liquefação do solo. Todos estes critérios são considerados prejudiciais ao comportamento sísmico e,

portanto, são pontuados negativamente, exceção feita aos critérios do tamanho do edifício e de dimensionamento sismo resistente que são considerados benéficos e, portanto, são pontuados positivamente. De notar que, tal como acontece no FEMA 154 (2002), os edifícios mais altos são considerados menos vulneráveis à ação sísmica.

Desenvolvida para não requerer qualquer cálculo estrutural, a metodologia implica uma avaliação do edifício com visita ao local que demorará por volta de 30 minutos com os objetivos de identificar o sistema primário resistente às ações laterais e características do edifício que influenciem o desempenho esperado desse sistema resistente. As pontuações são baseadas não só nos níveis de aceleração do solo expectáveis numa dada região, mas também no dimensionamento e ainda nas práticas construtivas específicas de um dado local.

Esta metodologia pode ser aplicada tanto em área urbanas, como em zonas rurais, sendo que a variabilidade das práticas construtivas é mais facilmente mensurável em zonas urbanas, tornando a fiabilidade do método maior nessas áreas. Assim, espera-se pouca fiabilidade deste método em zonas rurais, o que desaconselha o seu uso nestas condições. De referir que esta metodologia apenas é aplicável a estruturas de edifícios, pelo que para estruturas como pontes é recomendado o uso de metodologias mais detalhadas. Uma grande variedade de materiais são usados na Índia e considerados no método, desde alvenaria de tijolo ou alvenaria de pedra, até madeira, betão armado e aço são estipulados no método e, dependendo do sistema estrutural resistente primário, é associada uma classe de vulnerabilidade ao edifício.

De seguida surge a identificação dos materiais e tipos de sistemas estruturais para os quais é possível aplicar o método:

1. Alvenarias

- Alvenaria de pedra;
- Alvenaria de tijolo;
- Alvenaria de blocos de betão.

2. Betão armado

- Pórticos
 - Com sistemas duais;
 - Dimensionados para cargas gravíticas;
 - Dimensionados para cargas sísmicas;
 - Pré-fabricados.
- Paredes resistentes
 - Feitas in-situ;
 - Pré-fabricadas.

3. Aço

- Pórticos
 - Com paredes de alvenaria de tijolo;
 - Com paredes de betão armado feitas in-situ.
- Contraventamentos

4. Madeira

- Pórticos
 - Com paredes de alvenaria de enchimento de tijolo ou pedra;
 - Outros.

De notar que alguns tipos de edifícios de alvenaria construídos com materiais como o barro e a palha podem existir em áreas urbanas, mas não estão incluídos na metodologia, uma vez que a sua vulnerabilidade sísmica é muito alta e não necessitam do desempenho estrutural sob a ação sísmica.

O resultado final (S) da avaliação de um dado edifício reflete o potencial dano que este poderá sofrer aquando do evento sísmico e é categorizado de acordo com a escala de dano anteriormente referida.

- $S < 0.3 \rightarrow$ grande probabilidade de dano G5 e muito alta probabilidade de dano G4
- $0.3 < S < 0.7 \rightarrow$ grande probabilidade de dano G4 e muito alta probabilidade de dano G3
- $0.7 < S < 2.0 \rightarrow$ grande probabilidade de dano G3 e muito alta probabilidade de dano G2
- $2.0 < S < 3.0 \rightarrow$ grande probabilidade de dano G2 e muito alta probabilidade de dano G1
- $S > 3.0 \rightarrow$ probabilidade de dano G1

É definida uma escala de G1 a G5 que reflete a possibilidade de danos nas estruturas dependendo da sua resistência sísmica, sendo a escala a seguinte:

- G1 - danos ligeiros ou desprezáveis - não há danos estruturais e os danos não estruturais são ligeiros;
- G2 - danos moderados - danos estruturais ligeiros e danos não estruturais moderados;
- G3 - danos substanciais a fortes - danos estruturais moderados e danos não estruturais fortes;
- G4 - danos muito fortes - danos estruturais fortes e danos não estruturais muito fortes;
- G5 - destruição - danos estruturais muito fortes.

Em cada uma destas escalas existe uma descrição que acompanha a classificação para melhor poder enquadrar o edifício em análise.

É necessário haver consciência de que o dano real dependerá de variadíssimos fatores e nem todos eles estão incluídos no procedimento descrito, pelo que os intervalos sugeridos deverão ser encarados como guia para a tomada de decisão que poderá passar por usar técnicas de análise mais rigorosas ou identificar a necessidade de reabilitação do edifício (Sinha e Goyal, 2004). Acredita-se que um valor de S inferior a 0.70 é indicador de grande vulnerabilidade, requerendo maior profundidade na avaliação e possivelmente ações de reabilitação.

3.11. PROPOSTA DE MÉTODO PARA SELEÇÃO DA METODOLOGIA A UTILIZAR

Com o objetivo de identificar a metodologia mais indicada para utilizar num determinado caso específico, surge uma proposta de análise multicritério feita por Hill e Rossetto (2008) onde foram utilizados três diferentes critérios para a classificação de diferentes métodos de avaliação: descrição geral, parâmetros de vulnerabilidade e fundamentação da tomada de decisão, sendo denominados como critérios A, B e C, respetivamente. O sistema de pontuação é mostrado na tabela 3.1, onde são visíveis os critérios referidos, bem como os dezassete subcritérios.

Tabela 3.1 – Critérios e subcritérios tomados para avaliação (Adaptado de Hill e Rossetto, 2008).

Criteria	Definition
Criteria A: general description of vulnerability	
A1 ease of measurement	Clearly distinguishable states and easily applicable to buildings
A2 scope	Wide range of building types
A3 global	Global vulnerability component
A4 local	Local vulnerability components
A5 site-specific factors	Site-specific factors
A6 applicability/adoptability to Canadian building types	Relevancy to Canadian building types
A7 experimental values	Consideration of experimental values from laboratory testing and NDT
Criteria B: physical vulnerable parameters	
B1 ease of measurement	Can the parameter be straightforwardly measured from analytical results or from populations of buildings?
B2 scope	Wide range of variability in parameters
B3 non-structural component	Non-structural vulnerable parameters
B4 Canadian relevance/applicability/adoptability to different building types	How relevant are the descriptions of the parameters to different building types?
B5 quantity of database	Sources and quantity of data
B6 calibration	Experimental/analytical/judgment
Criteria C: description of output	
C1 damage grade	Defined damage grade
C2 scope of risk	Wide range of risk variances
C3 non-structural component	Impact of non-structural vulnerable parameters
C4 Canadian relevance/applicability/adoptability	Relevancy to Canadian situation

O critério A avalia as características básicas das ferramentas de avaliação de vulnerabilidade, tais como a facilidade de medição, a variedade de edifícios aos quais se pode aplicar o método e fatores específicos do local;

No critério B foram considerados os fatores de vulnerabilidade mensuráveis, que são de grande relevância para a avaliação do comportamento estrutural, como o âmbito de aplicação dos parâmetros de vulnerabilidade, a grandeza da base de dados e aplicabilidade a componentes não estruturais.

O critério C lida com o tipo de resultados dos métodos, o que engloba uma classificação de risco bem definida, o impacto de elementos não estruturais e ainda a aplicabilidade ao contexto canadiano (uma vez que este método foi proposto no Canadá).

Como em qualquer análise multicritério, o objetivo passa pela eliminação da subjetividade do processo de escolha que, neste caso, se refere a uma metodologia simplificada de avaliação de segurança sísmica. De facto, se existir subjetividade na escolha da metodologia mais indicada, os resultados da sua aplicação servirão apenas para se ter uma indicação qualitativa do desempenho de um determinado edifício e/ou da sua fiabilidade (Tsfamariam et al., 2012). A questão é que se uma determinada metodologia for utilizada num cenário para o qual não foi desenvolvida, a sua aplicação corre o risco de não servir os propósitos para os quais foi concebida. Interessa, assim, selecionar adequadamente o método indicado para um dado caso concreto e, nesse sentido, um sistema de pontuações foi definido

de acordo com a tabela 3.2 para providenciar uma clara indicação sobre o desempenho de uma determinada metodologia simplificada de avaliação de segurança sísmica.

Tabela 3.2 – Sistema de pontuações e respetivas definições (Adaptado de Hill e Rossetto, 2008).

Condition	Definition	Score
Unsatisfactory	Not minimum or unspecified	0
Minimum	If the guideline meets the minimum requirement for the criteria	1
Moderate	2 observations are available for any criteria	2
Significant	3 or more observations available for any criteria	3

As pontuações de 0, 1, 2 e 3 deverão ser atribuídas a cada subcritério e a soma das pontuações de cada subcritério dará origem à pontuação do respetivo critério, pelo que posteriormente os fatores serão ponderados de acordo com a sua importância relativa. Neste contexto, surge uma ferramenta de apoio à tomada de decisão desenvolvida por Saaty (1980) chamada AHP, do inglês *Analytic Hierarchy Process*, cujo principal objetivo é estabelecer prioridades relativas para um conjunto de alternativas, estabelecendo guias para o julgamento do decisor e aumentar a consistência do processo de decisão por comparação das alternativas. Neste caso concreto, o objetivo passa por comparar determinadas metodologias de avaliação para ser selecionada a mais adequada para avaliar o risco sísmico de um determinado conjunto de edifícios. Assim sendo, com o auxílio da ferramenta AHP chegou-se a cinco cenários de importância relativa de acordo com a tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Cenários de importância relativa (Adaptado de Hill e Rossetto, 2008).

Weighting scenarios for scoring system	Criteria			Description
	A (%)	B (%)	C (%)	
I	33.33	33.33	33.33	Default
II	50	25	25	To highlight scales more suited for in-field measurement
III	25	50	25	To highlight scales more suited for analysis of structures
IV	25	25	50	To highlight scales more suited for decision makers
AHP	9	17	74	

Pequenas variações da importância relativa poderão resultar numa alteração significativa na pontuação final e, consequentemente, na classificação final. É, portanto, necessária uma análise de sensibilidade para avaliar a influência dos fatores de ponderação na pontuação final e é nesse contexto que surgem os cinco cenários de importância relativa variável de cada critério. Assim, é realizada a pontuação para cada cenário e para cada metodologia avaliada e, dependendo do cenário em causa, haverá um ranking com a maior pontuação a identificar a metodologia mais adequada.

3.12. VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS MÉTODOS DESCRITOS

3.12.1. FEMA 154 (2002)

3.12.1.1. Vantagens

O método proposto no FEMA 154 (2002) é a base de muitas metodologias simplificadas de avaliação de segurança, algumas delas descritas neste trabalho.

É uma metodologia pensada para ser aplicada de forma rápida, permitindo, assim, a sua utilização a larga escala na catalogação de edifícios.

A gama de aplicação de materiais de construção e tipos de sistema estruturais é bastante vasta, o que juntamente ao facto de o método não ser exclusivamente aplicável à realidade dos EUA, o torna universal.

3.12.1.2. Desvantagens

A inexistência de nenhum tipo de verificação através de cálculo poderá indiciar bases excessivamente empíricas desta metodologia.

3.12.2. MÉTODO DO ASCE 41-13

3.12.2.1. Vantagens

Esta metodologia foi desenvolvida a partir do FEMA 310 (1998), que é um dos documentos pioneiros no conceito de metodologias simplificadas de avaliação de segurança sísmica e isso constitui uma grande vantagem, visto ser um método aplicado num país bastante desenvolvido nestas análises (EUA).

O facto da análise do ASCE 41 (2013) consistir numa análise integrada de 3 níveis de aplicação é também uma vantagem (embora não apenas do *Tier 1*), visto que as deficiências identificadas no nível 1 poderão ser avaliadas com maior grau de detalhe nos níveis seguintes. De notar que não é preciso aplicar o método integralmente no nível 2, apenas será necessário aprofundar a avaliação dos problemas identificados no nível 1.

Outra vantagem é a possibilidade de aplicação a elementos estruturais e não estruturais.

A sua maior vantagem é claramente o facto de ser aplicável a inúmeros tipos de sistemas estruturais e para vários tipos de materiais de construção, sendo que as listas descritas na ASCE 41 (2013) para tipos de edifícios e materiais onde é possível aplicar este método são exaustivas e os materiais da estrutura podem ser madeira, aço, betão armado ou alvenaria que o método continua a poder ser aplicado. Dos métodos descritos no âmbito deste trabalho este é aquele que pode ser aplicado a uma mais vasta gama de tipologias de sistemas estruturais resistentes (incluindo até edifícios que tenham combinações de sistemas estruturais resistentes de alguma complexidade) e materiais da estrutura.

3.12.2.2. Desvantagens

A principal desvantagem corresponde à possibilidade de a tomada de decisão, muitas vezes, não ser clara, uma vez que a abordagem do método faz com que o resultado da análise seja uma lista de potenciais deficiências dos edifícios testados que deverão ser avaliadas com maior rigor, avançando para o *Tier 2* ou 3. Ora, do ponto de vista de aplicação prática da metodologia a um conjunto vasto de

edifícios esta questão poderá ser um problema, visto que não existe uma catalogação dos edifícios em nenhuma classe de risco, nem uma tomada de decisão que afirme, expressamente, se os edifícios estão seguros ou não, existindo apenas uma lista de potenciais deficiências que necessitarão de análise do *Tier 2*, sem ser referido se essas potenciais deficiências são graves o suficiente para o edifício ser classificado como não seguro.

3.12.3. MÉTODO DO REGULAMENTO ROMENO

3.12.3.1. Vantagens

A metodologia pode ser aplicada a várias tipologias estruturais, incluindo materiais tipo betão armado e alvenaria resistente e inclui a verificação de algumas componentes não estruturais.

A questão de serem necessários alguns cálculos para verificações existentes nas listas a avaliar para cada parâmetro R é também uma vantagem, uma vez que acrescenta alguma robustez ao método, sendo que, existindo algum cálculo envolvido, é perceptível a existência de alguma formulação matemática, o que é sempre positivo no desenvolvimento deste tipo de metodologias para que estas não tenham bases excessivamente empíricas.

3.12.3.2. Desvantagens

A grande desvantagem deste método é o facto do regulamento romeno não explicitar como deve ser tomada a decisão para os edifícios avaliados, sendo referido que a determinação das classes de risco sísmico (descritas em 3.4) servirá apenas como guia para a tomada de decisão do engenheiro. Refere ainda que não basta escolher a classe de risco mais exigente (isto é, a mais baixa) e que é necessária a tomada de decisão com reflexão e sentido crítico. O método deverá ser aplicado de forma expedita e a um grande conjunto de edifícios, permitindo assim catalogar os que cumprirem as condições de segurança e os que não as cumprirem e, neste sentido, esta tomada de decisão é pouco prática.

3.12.4. MÉTODO P25

3.12.4.1. Vantagens

Os parâmetros envolvidos no método foram desenvolvidos e calibrados com forte trabalho analítico com base em análises não lineares estáticas e dinâmicas, sendo que o método já foi utilizado em vários edifícios de uma base de dados de 323.

O facto de a pontuação final ser obtida seleccionando o valor mínimo das pontuações avaliadas, reflete que o método é intencionalmente conservativo, o que é muito importante nas metodologias simplificadas.

A tomada de decisão é concreta, não oferecendo nenhum tipo de dúvida e é apoiada por resultados experimentais com uma base de dados alargada (como é visível na figura 2.2 apresentada em 3.5), o que não só aumenta a confiança na aplicação da metodologia, como também pode permitir a sua aplicação de forma exaustiva a um elevado número de edifícios com o objetivo de catalogar cada um deles como "seguro", "não seguro" ou "necessita de avaliação mais detalhada".

3.12.4.2. Desvantagens

Apesar da formulação matemática envolvida poder ser uma vantagem pela aparente robustez, poderá não passar mesmo de "aparente", uma vez que sobretudo na expressão mais complexa (que é a que avalia o parâmetro mais importante, P1) existem duas questões que aparentemente não têm explicação e podem indiciar que o método é menos robusto do que aparenta: i) a soma de grandezas de área com grandezas de inércia e ii) o facto de o ângulo de incidência sísmico (que sendo considerado no método até pode indiciar um nível de rigor assinalável, visto que esta variável não é envolvida em nenhum dos métodos descritos) ser tomado igual a 30 graus, alegando que essa é a direção sísmica dominante, o que aparentemente é desprovido de lógica.

3.12.5. MÉTODO JAPONÊS

3.12.5.1. Vantagens

As equações propostas indicam alguma robustez e formulação matemática e, além disso, não levantam dúvidas de maior, o que permite perceber que as suas bases não são excessivamente empíricas.

A necessidade de aplicação para cada piso e em cada direção principal faz com que o Método Japonês, ao contrário de todos os outros métodos propostos, implique um maior nível de detalhe. De facto, em todas as metodologias descritas no presente capítulo, a abordagem passa pelo julgamento de segurança baseado numa análise para a globalidade do edifício, e nunca para cada piso individualmente.

A possibilidade de adaptação do método a realidades distintas da japonesa é uma vantagem que a maioria das metodologias descritas não tem, visto serem desenvolvidas apenas para aplicação no país de origem e algumas delas apenas numa cidade.

O facto do julgamento de segurança ser realizado para cada piso e em cada direção principal, torna mais fáceis os passos seguintes a esta tarefa, visto que no caso de um determinado piso não verificar a segurança é imediatamente perceptível que nesse piso falta resistência e/ou ductilidade aos elementos verticais resistentes à ação sísmica na direção considerada, sendo esta a grande vantagem do Método Japonês.

3.12.5.2. Desvantagens

O processo de tomada de decisão conforme indicado na norma japonesa é suscetível de algumas críticas, uma vez que a norma impõe uma condição rígida de $I_s \geq I_{s0}$ para verificação da segurança. Porventura esta condição será demasiado rígida, visto que no caso de não ser cumprida para dois valores a comparar (I_s e I_{s0}) extremamente próximos, com certeza que avançando para o nível 2 de aplicação a conclusão será que existe segurança. Assim, com esta tomada de decisão final é possível existirem questões de dúvida e, muitas vezes, proceder-se à aplicação do nível 2 para concluir que existe segurança. Neste sentido faria mais sentido uma tomada de decisão de acordo com classes de vulnerabilidade sísmica em função de I_s , como a utilizada para vários métodos descritos neste capítulo, sendo que para colmatar esta desvantagem existem publicações sobre o método propondo que para valores de I_s acima de 60% a 70% de I_{s0} a estrutura do piso poderá ser considerada segura. Claro que estes níveis de segurança são menos exigentes e, portanto, implicam maior dano do que o proposto na norma japonesa, mas desde que este dano seja compatível com a segurança da estrutura, o piso poderá ser classificado como seguro.

A aplicação do método pode ser morosa, uma vez que exige a sua aplicação $2n$ vezes, sendo n o número de pisos do edifício em avaliação e 2 surge devido à necessidade de avaliação dos pisos nas duas principais direções do edifício.

Quanto à irregularidade em altura, o método não pondera especificamente a existência de pisos estruturalmente frágeis (Stolovas, 2009), ao contrário do que acontece para a irregularidade em planta.

3.12.6. MÉTODO PROPOSTO NA TURQUIA

3.12.6.1. Vantagens

O facto de ter sido realizado por um consórcio de universidades e de ser baseado em avaliações feitas a uma grande base de dados de edifícios são claros indicativos de que o método tem robustez, sendo que para além disso é baseado num documento pioneiro e um dos principais sobre este tipo de metodologias, o FEMA 154 (2002).

O método foi claramente pensado para ser aplicado exaustivamente a um vasto número de edifícios, tendo em mira o objetivo principal deste tipo de metodologias: a avaliação rápida e eficaz de um vasto número de edifícios que permita a sua catalogação.

Descrição bastante detalhada dos critérios a ter em consideração e do seu efeito no comportamento sísmico dos edifícios.

Metodologia pensada com a realidade de construção turca em mente, o que faz dela uma grande mais-valia para a aplicação naquele país.

Tomada de decisão baseada numa escala de interpretação clara que relaciona a pontuação do método com o nível de dano do edifício avaliado.

3.12.6.2. Desvantagens

As principais desvantagens do método prendem-se com a sua possibilidade de aplicação a um número restrito de edifícios, podendo apenas ser aplicada para edifícios de betão armado (o que imediatamente limita um pouco a sua aplicação, mas não é dramático uma vez que a esmagadora maioria dos edifícios são deste tipo) e existentes na Turquia. Ora, o que em 3.12.6.1 foi referido como uma vantagem (o facto de ser uma ferramenta altamente pensada para a realidade de construção turca), agora é mencionado como desvantagem. A questão é que existe vantagem para a aplicação do método dentro do país, sendo desaconselhado fora do mesmo (uma maior discussão sobre estas questões será realizada em 3.13), tornando este método apenas apropriado para utilização na Turquia. Um dos motivos para o que acaba de ser mencionado é que os critérios seleccionados para avaliação do desempenho sísmico dos edifícios se prendem com particularidades de conceção utilizadas na Turquia, como por exemplo a existência de saliências em lajes estruturais nos pisos acima do rés-do-chão.

Pouco cálculo envolvido, o que indicia uma grande base empírica, factos que podem ser um problema do ponto de vista da robustez do método.

3.12.7. MÉTODO DA NBCC 2010

3.12.7.1. Vantagens

É baseado no FEMA 154 (2002), e foi adaptado à sismicidade e realidade construtiva do Canadá, pelo que é muito consistente para aplicação naquele país.

Inclui a inspeção dos edifícios a avaliar não só por fora, mas também por dentro (através de desenhos, sobretudo), o que implica um maior grau de rigor comparativamente a procedimentos que só avaliam os edifícios pelo exterior.

O âmbito de aplicação é muito vasto, incluindo materiais para a estrutura como alvenaria, betão armado, madeira e aço e contemplando variadíssimos tipos de sistemas estruturais resistentes.

O método inclui um fator que avalia a ocupação do edifício (dado pelo número de pessoas que potencialmente estará no edifício aquando de um evento sísmico), com o objetivo de classificar a importância do mesmo, o que reflete uma questão importante e muitas vezes não contemplada nestas metodologias simplificadas.

Excelente adequabilidade da avaliação dos elementos não estruturais, função dos pontos: i) perigo de quedas (que pode provocar perda de vidas humanas e graves prejuízos económicos) e ii) possibilidade do cessar de funções vitais dos edifícios durante largos períodos de tempo (o que implica, em muitos casos, prejuízos económicos brutais). Esta é, entre as metodologias descritas, a que contempla melhor a avaliação dos elementos não estruturais fruto de depender, sobretudo, destes dois fatores chave.

É um método bastante adequado para o objetivo de catalogar os edifícios do parque urbano referido anteriormente, uma vez que para a tomada de decisão define um índice de prioridade sísmica, que reflete a maior ou menor prioridade de medidas de reforço de um determinado edifício.

3.12.7.2. Desvantagens

É um método que, na atual versão, não está preparado para ser adaptado a outras realidades e, portanto, para ser aplicado noutras zonas do globo. Para ser possível a sua aplicação noutros países, é necessário existir uma adaptação de alguns parâmetros que estão intimamente relacionados com a realidade canadiana, como por exemplo o zonamento sísmico.

3.12.8. MÉTODO PROPOSTO PARA EDIFÍCIOS DE ALVENARIA DE TIJOLO EM VIENA

3.12.8.1. Vantagens

É a metodologia mais específica das descritas neste trabalho e devido a essa especificidade é de extrema utilidade na catalogação dos inúmeros edifícios de alvenaria resistente na cidade de Viena.

Algum cálculo envolvido, inclusivamente fazendo referência a estudos de vários autores e recorrendo a normas utilizadas na Áustria, o que confere robustez ao método.

Um fator tido em consideração é o tipo de fundações, que é raro ser contemplado nestas metodologias e tem bastante importância no comportamento sísmico dos edifícios, uma vez que poderá existir grande detalhe e preocupação com a superestrutura, mas se as fundações não forem capazes de responder às exigências de deformação do edifício, não é garantido o equilíbrio e o mesmo entrará em colapso.

Avalia a importância do edifício (incluindo a importância económica) e o número de pessoas expostas, sendo que assim os edifícios onde os danos possam originar graves prejuízos económicos serão penalizados, bem como edifícios com grande número de pessoas expostas.

Divisão em classes de vulnerabilidade perfeitamente adequada, apoiada numa alargada base de dados e com possibilidade de leitura fácil, de acordo com a figura 3.3.

3.12.8.2. Desvantagens

Novamente o facto de ser um método aplicável numa zona restrita do globo é uma desvantagem, no entanto existem metodologias deste tipo desenvolvidas noutras regiões e com outros fundamentos, como aliás foi referido em 3.9, o que dispensa a utilização deste método noutras regiões que não em Viena.

3.12.9. MÉTODO PROPOSTO POR SINHA E GOYAL (2004)

3.12.9.1. Vantagens

Tem em consideração critérios de dimensionamento sísmico resistente, o que acrescenta consistência ao método e implica diretamente a capacidade de identificação de edifícios dimensionados apenas para ações gravíticas.

É um método desenvolvido no âmbito da catalogação dos edifícios do parque urbano já mencionado, visto surgir no âmbito de construção em escala desmesurada devido ao crescimento exponencial da população em pouco tempo (Sinha e Goyal, 2004). Outra vantagem é ser fortemente baseado no FEMA 154 (2002).

Possibilidade de aplicação a uma enorme gama de materiais de construção como madeira, aço, alvenaria de tijolo e de pedra e ainda betão armado, incluindo também uma grande variedade de sistemas estruturais resistentes, tendo assim um âmbito de aplicação muito alargado.

Escala de danos perfeitamente definida e boa correspondência com os resultados da metodologia, o que permite uma tomada de decisão consistente.

3.12.9.2. Desvantagens

Desenvolvida estritamente para a realidade indiana, o que lhe confere um carácter pouco universal e muito pouco cálculo envolvido, baseando-se a aplicação do método apenas na observação dos edifícios, o que lhe poderá retirar alguma robustez fruto do facto de existir pouca formulação matemática.

3.13. CONCLUSÕES/DISCUSSÃO

É necessário perceber que existem imensas questões que influenciam o comportamento sísmico dos edifícios tanto do lado da ação sísmica, como do lado da própria estrutura e, desta forma, são inúmeros os critérios que poderiam ser formulados numa metodologia simplificada. No entanto, sob pena de a complexidade destas abordagens aumentar brutalmente, não é possível contemplar todos esses critérios, uma vez que uma metodologia que envolva considerações sobre praticamente todos os

critérios que influenciam o desempenho sísmico dos edifícios é uma metodologia pouco prática para uso sistemático de avaliação expedita da segurança e consequente catalogação dos edifícios.

Assim sendo, é importante serem selecionados os critérios que deverão ser considerados (idealmente os mais importantes) para cada metodologia, não havendo lugar para critérios de importância reduzida. Pelos métodos descritos, os critérios mais importantes e que são utilizados em todas as formulações são os de regularidade em planta e altura, sendo que existem critérios de certa forma secundários que são formulados em algumas metodologias e não noutras como o efeito de sítio, a existência de caves, o fenómeno de *pounding* ou o potencial de liquefação do solo.

A seleção dos critérios a analisar numa determinada metodologia é, sobretudo, função dos objetivos propostos, sendo que em muitas das metodologias apresentadas a formulação matemática foi preterida com o objetivo de tornar a análise mais rápida e, portanto, possível de ser realizada para um grande número de edifícios em pouco tempo, apostando na sua observação. O método proposto na Turquia (descrito em 3.7) e o proposto por Sinha e Goyal (descrito em 3.10) são exemplos do que acaba de ser referido.

O ideal será sempre o desenvolvimento de uma metodologia simplificada no país onde se pretenda a sua aplicação atendendo a determinados objetivos e com base em vários exemplos existentes um pouco por todo o mundo. Apenas assim é possível ir de encontro aos objetivos definidos e integrados numa política de gestão do parque edificado num determinado país, uma vez que muitos critérios utilizados nestas metodologias simplificadas não terão enquadramento nem lógica noutros países que não o de origem, sendo que exemplos claros são os métodos das alvenarias de tijolo em Viena, o método proposto na Turquia e o método proposto por Sinha e Goyal. De facto estas metodologias são perfeitamente dirigidas para aplicação na realidade local, envolvendo critérios que noutros países poderão ser irrelevantes e não formulando critérios que noutros países poderão ser importantes. O método proposto em Viena apenas é utilizado para as alvenarias resistentes da cidade e o método proposto na Turquia surge associado à realidade de construção turca e à conceção estrutural do próprio país. Assim, a aplicação destas metodologias em Portugal seria pouco adequada, uma vez que i) a prioridade passará por fazer uma catalogação dos edifícios de betão armado (e desta forma a metodologia de Viena não serviria minimamente) e ii) a realidade construtiva e tipo de conceção estrutural em Portugal são diferentes da Turquia (o que inviabiliza a utilização do método proposto na Turquia).

Não obstante, é possível a adaptação de algumas metodologias a realidades diferentes, sendo que no presente trabalho as únicas metodologias que poderão ser aplicadas a realidades de outros países são o o método do ASCE 41 (2013), o método da NBCC (2010) e o Método Japonês (como se demonstrará mais aprofundadamente no capítulo 4).

O Tier 1 do ASCE 41 pode ser aplicado a praticamente todo o tipo de edifícios, no entanto é muito baseado na sua observação como um todo pelo exterior, o que aumenta o carácter empírico e de certa forma subjetivo do método. É constituído por *checklists* com descrição exaustiva de características que influenciam o comportamento sísmico do edifício, sendo necessário preenche-las em forma de questionário aquando da avaliação de um caso concreto, pelo que será aplicável a vários países.

O método proposto na NBCC necessita da adaptação de alguns critérios a realidades distintas da canadiana, desde logo os critérios relacionados com as normas sísmicas (que serão diferentes do Canadá para outros países) para avaliação do subcritério “ano de projeto” e o zonamento sísmico do território (que estando definido em todos os países onde se pretenda a aplicação da metodologia, implica sempre a calibração dos valores sugeridos no método às novas realidades).

O Método Japonês apenas pode ser aplicado a edifícios de betão armado até 8 pisos de altura, mas baseia-se na observação exterior e interior dos edifícios e é aplicado para todos os pisos e em cada direção principal, o que aumenta o rigor da análise e permite perceber onde se situam as potenciais deficiências dos edifícios avaliados. Para além disso é possível de implementar numa folha de cálculo simples que, para cada edifício, aplique o método rapidamente (o que não acontece no *Tier 1*, por exemplo).

O fator decisivo é a tomada de decisão e a consistência com que é feito o julgamento de segurança, pelo que uma determinada metodologia pode ser muito boa nos pressupostos, na formulação matemática e nos critérios envolvidos, mas se não incluir uma tomada de decisão adequada vale muito pouco. Assim, o Método Japonês parece ser uma boa escolha para ser aplicado à realidade portuguesa e permite cumprir os objetivos de catalogação do parque edificado e, apesar da tomada de decisão descrita no Método Japonês não ser perfeita, é consistente o suficiente para a concretização dos principais objetivos (uma maior discussão sobre estes assuntos será realizada no capítulo 4).

Com o objetivo de implementar este método na norma portuguesa é muito importante fazer uma análise comparativa concreta entre os resultados da sua aplicação e análises de grande rigor (baseadas na modelação tridimensional da estrutura, incluindo paredes de alvenaria e uma análise dinâmica não linear do comportamento estrutural). Dever-se-á fazê-lo i) numa primeira fase para estruturas típicas e ii) numa segunda fase para estruturas singulares (Stolovas, 2009), constituindo assim uma base de dados relevante e que permita tirar conclusões consistentes sobre a adequabilidade do método à realidade nacional, sendo esse o âmbito deste trabalho.

4.

Descrição detalhada do Método Japonês

4.1. PREÂMBULO

Como foi referido no capítulo anterior, o Método Japonês é constituído por 3 níveis de aplicação em que a complexidade dos procedimentos de cálculo é crescente, bem como o rigor. Em qualquer um dos níveis, o procedimento base passa pelo cálculo do sub-índice E_0 , que é dado pelo produto de um sub-índice de resistência por um sub-índice de ductilidade, surgindo como fatores de redução os sub-índices T e S_D , com o objetivo de ter em consideração a deterioração material e as características do próprio edifício. Assim, chega-se ao valor de I_s que será comparado com I_{s0} , sendo posteriormente tomada a decisão sobre a segurança. De notar que o procedimento implica o cálculo descrito para todos os pisos de um dado edifício e para as duas direções principais (X e Y) de cada piso. O método inclui também o cálculo associado a elementos não estruturais (na norma apenas é feita referência a paredes) e para cada parede em cada piso é necessário calcular o valor de I_n . À semelhança do que acontece para I_s , no cálculo de I_n para cada nível de aplicação a complexidade é crescente, assim como o rigor.

No que diz respeito ao cálculo de I_s , importa referir as principais diferenças entre os 3 níveis:

- No primeiro nível, a capacidade resistente do edifício é estimada, simplificada, com o cálculo de E_0 pela soma do produto das áreas das secções transversais dos elementos verticais resistentes às ações sísmicas (idealmente pilares e paredes de betão armado) pelas tensões tangenciais médias em estado limite último respetivas. S_D e T são também avaliados de forma simples.
- No segundo nível, a resistência e ductilidade dos elementos verticais são exploradas ao limite, sendo necessário o cálculo das resistências máximas (resistências últimas) de cada elemento vertical para cada modo de rotura, que poderá ser corte ou flexão. Neste nível, as lajes e as vigas são consideradas indeformáveis e todos os pisos são considerados como diafragmas rígidos. Como se pode verificar, o cálculo do índice estrutural é mais complexo, sendo que S_D e T são calculados de forma mais completa e, portanto, mais complexa neste nível.
- No terceiro nível, para além da resistência última e ductilidade de todos os elementos verticais, é tido em consideração o mecanismo de rotura do edifício. Assim, E_0 é calculado tendo em consideração o mecanismo de rotura dos pórticos, considerando a resistência das vigas e o colapso das paredes resistentes. S_D e T são calculados exatamente da mesma forma que no segundo nível de aplicação.

Quanto a I_n , o primeiro nível tem uma aplicação extremamente simples e baseada em tabelas com poucos valores, como será descrito com detalhe no anexo C e nos segundo e terceiro níveis, existem

mais parâmetros envolvidos no cálculo e as tabelas são mais completas, contemplando informação que anteriormente não era visada.

A figura 4.1 permite perceber melhor a sequência de cálculo para a aplicação do método em elementos estruturais. Quanto aos elementos não estruturais, a norma japonesa refere que para ser verificada a conformidade se deve ter $I_n \geq I_{n0}$, mas não só não existe qualquer desenvolvimento sobre o assunto, como nenhum estudo sobre o método o refere, não existindo inclusivamente bibliografia que documente o cálculo de I_{n0} .

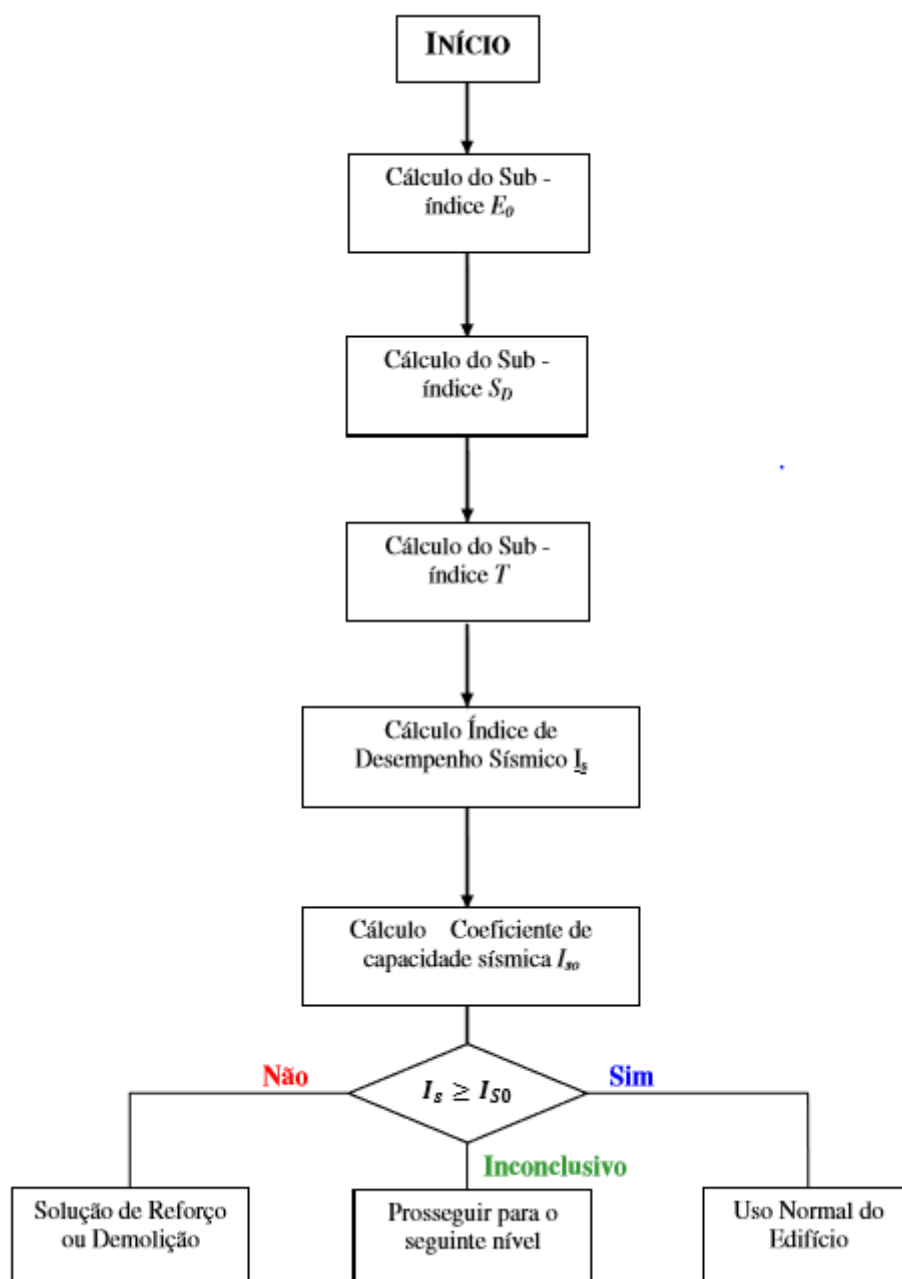


Fig. 4.1 – Procedimento de cálculo de I_s (Adaptado de Martins, 2011).

4.2. CONCEITO DO MÉTODO JAPONÊS

Os fatores S_D e T são redutores do principal fator para o cálculo de I_s , o E_0 , sendo que quanto maior for a irregularidade de um edifício, menor será o valor de S_D e quanto maior for a deterioração de um edifício, menor será o valor de T . E_0 é o fator predominante neste cálculo e por isso tem o nome de índice básico de desempenho sísmico da estrutura.

A ductilidade e resistência são aspetos essenciais no bom comportamento sísmico de edifícios de betão armado, constituindo características fundamentais para um bom desempenho e o sub-índice que avalia estas características é o E_0 .

Simplificadamente, o valor de E_0 pode ser considerado proporcional ao produto de um sub-índice de resistência (C) por um sub-índice de ductilidade (F), de acordo com a Eq. (4.1):

$$E_0 = C \times F \quad (4.1)$$

A abordagem de cálculo das grandezas C e F depende do nível de aplicação a usar e será descrita mais à frente neste trabalho. Atente-se agora na figura 4.2 que estabelece a relação entre a força horizontal aplicada a um dado edifício de betão armado e o deslocamento horizontal que irá existir. Surge o exemplo de duas tipologias de edifícios distintas: uma com estrutura do tipo parede, o edifício A; e outra com estrutura porticada, o edifício B. O edifício A apresenta maior rigidez e resistência, enquanto o edifício B tem menor rigidez e resistência, apresentando porém maior ductilidade.



Fig. 4.2 – Relação entre força horizontal e deslocamento horizontal em estruturas de betão armado (Adaptado de Albuquerque, 2008).

Quando estes edifícios são sujeitos à ação sísmica, se o deslocamento máximo indicado pelo símbolo ▼ estiver antes de se atingir o ponto crítico de rotura (representado por X), o edifício estará seguro; caso contrário, o edifício sofrerá danos consideráveis. Dos estudos existentes, sugere-se que os edifícios de betão armado com muitas paredes deverão ter maior resistência para terem um bom comportamento sísmico, uma vez que têm geralmente menor ductilidade, enquanto os edifícios porticados que apresentam maior ductilidade, poderão ter uma resistência menor. Com base nestes raciocínios, independentemente do tipo de sistema estrutural do edifício em estudo, o sub-índice E_0 é introduzido de forma a permitir uma avaliação fiável deste jogo de resistência e ductilidade.

Os exemplos dos edifícios A e B referidos anteriormente são bastante simples e correspondem a situações limite em que ou o edifício tem o sistema estrutural praticamente só formado por paredes estruturais, ou o seu sistema é apenas formado por pórticos. Na realidade os edifícios não são assim tão simples, podendo ter vários sistemas estruturais distintos (por exemplo formados por paredes estruturais e pórticos) e, portanto, a avaliação de E_0 torna-se mais difícil. Para o referido cenário, a figura 4.3 ilustra a relação força horizontal versus deslocamento horizontal.

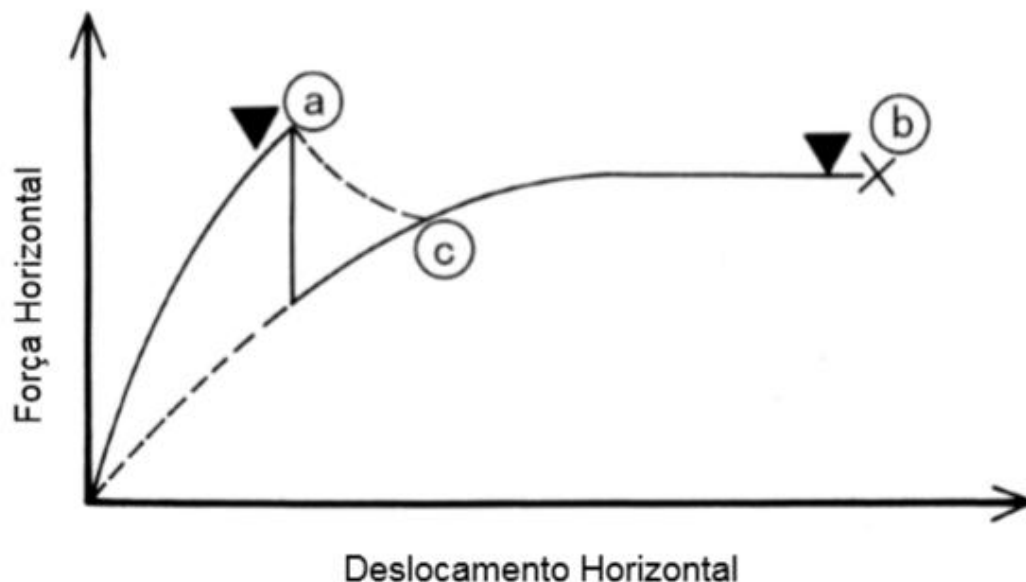


Fig. 4.3 – Comportamento de estrutura mista (Adaptado de Albuquerque, 2008).

De notar que a força horizontal vai subindo até ser atingida a rotura das paredes estruturais em (a) não ocorrendo o colapso do edifício, pois os esforços serão transferidos das paredes para os pórticos, verificando-se um ligeiro incremento do deslocamento horizontal. Existe uma clara redução da força horizontal aquando da rotura nas paredes, o que se traduz numa natural redução da rigidez e resistência do conjunto. A rotura global apenas será atingida quando os pórticos entrarem em rotura, isto é, no ponto (b).

Assemelhando os sistemas estruturais de um dado piso de um edifício a um conjunto de elementos verticais que funcionam em paralelo (o que é razoável, significando isso que a rigidez numa dada direção corresponde à soma da rigidez dada por cada elemento nessa direção) como se vê na figura 4.4, a relação força versus deslocamento resultará semelhante à da figura 4.5. Desta forma, é perceptível que o conceito da formulação de E_0 consiste na avaliação da capacidade de dissipação de energia de um determinado piso.

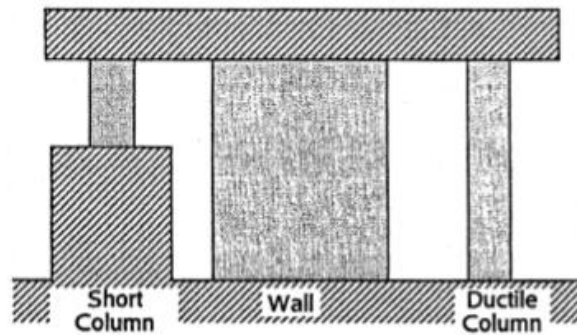


Fig. 4.4 – Idealização de elementos verticais em paralelo (Adaptado de Albuquerque, 2008).

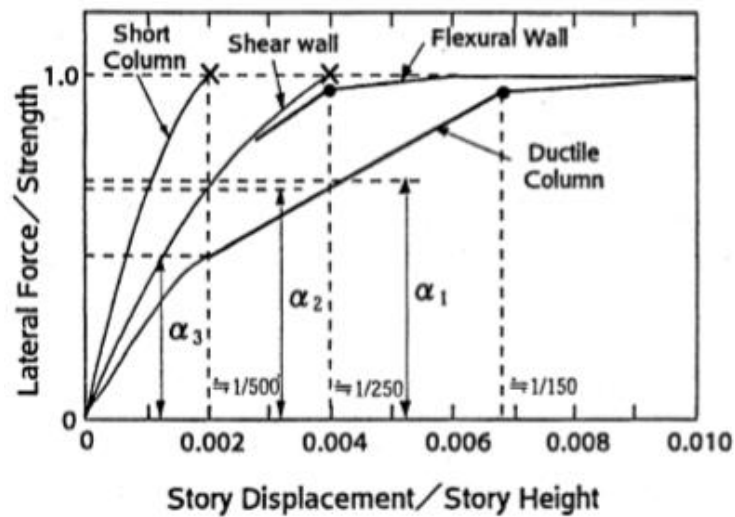


Fig. 4.5 – Relação carregamento vs deformação dos elementos verticais (Adaptado de Albuquerque, 2008).

Distinguem-se dois tipos de rotura para o cálculo de E_0 : a rotura frágil e a rotura dúctil, sendo estes conceitos evidenciados nas figuras 4.6 e 4.7. A classificação do tipo de rotura depende da capacidade dos elementos mais dúcteis absorverem os esforços transmitidos pelo carregamento lateral após o colapso dos elementos mais frágeis, devido à distribuição de esforços processada dos elementos mais frágeis para os mais dúcteis.

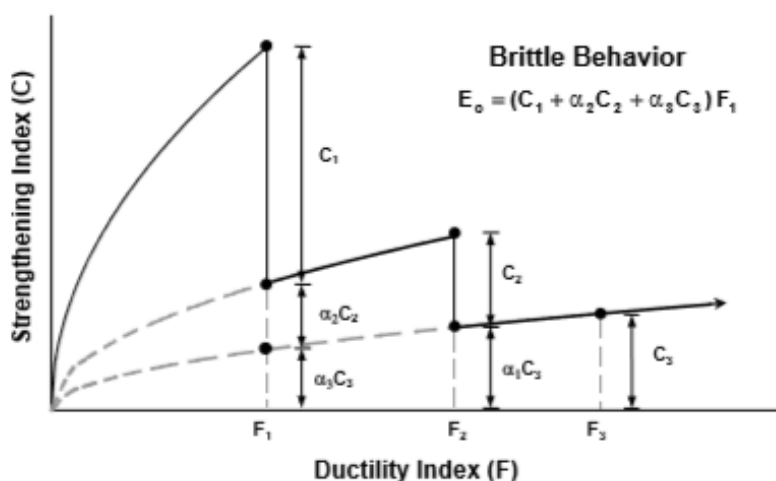


Fig. 4.6 – Relação resistência vs ductilidade para comportamento frágil (Adaptado de Fukuyama, 2001).

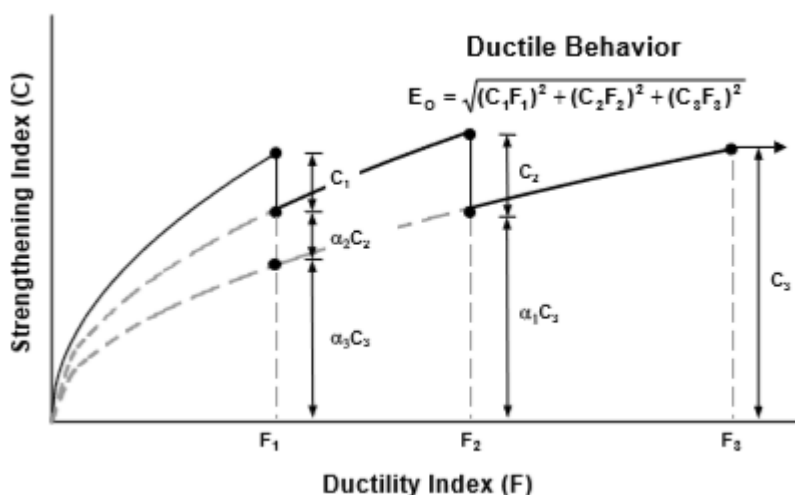


Fig. 4.7 – Relação resistência vs ductilidade para comportamento dúctil (Adaptado de Fukuyama, 2001).

Os coeficientes α quantificam a contribuição de cada grupo de elementos estruturais para a resistência global do piso aos esforços. Os elementos considerados e respetivos modos de rotura dependerão do nível de aplicação do método, sendo que à medida que se usam níveis mais elevados o número de elementos considerado é cada vez maior. A resistência global do piso é função não só da ductilidade dos elementos verticais existentes no mesmo, mas também dos respetivos modos de rotura.

Para o primeiro nível, apenas é admitido o modo de rotura frágil, independentemente de este poder ou não levar ao colapso total. Já para os segundo e terceiro níveis, também é considerado o modo de rotura dúctil. Esta é uma evidência que confirma o que foi anteriormente referido: no nível 1 de aplicação do Método Japonês a ductilidade dos elementos não é explorada, ao contrário do que acontece nos níveis 2 e 3.

4.3. NÍVEL 1 DE APLICAÇÃO

4.3.1. INSPEÇÃO PRELIMINAR DO EDIFÍCIO

Para a recolha das características necessárias ao cálculo de I_s deve ser efetuado um levantamento que poderá incluir visitas ao edifício, consulta dos desenhos estruturais e ensaios de amostras de material recolhidas no local. A aplicação do primeiro nível do Método Japonês implica a recolha e inspeção dos dados seguintes:

- Resistência à compressão do betão e levantamento das dimensões das secções transversais dos elementos verticais resistentes, tarefa necessária para cálculo das respetivas resistências;
- Existência ou não de fendilhação no betão e deformações excessivas para a determinação de T ;
- Configuração estrutural do edifício para a avaliação de S_D .

4.3.2. SUB-ÍNDICE E_0 E SUB-ÍNDICE F

Numa primeira fase é necessária a classificação de cada elemento vertical em uma de três categorias, conforme a tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Classificação de elementos verticais no nível 1 (JBDPA, 2005).

Elemento vertical	Definição
Pilar	Todos os elementos verticais com relação $\frac{h_0}{D} > 2$
Pilar curto	Todos os elementos verticais com relação $\frac{h_0}{D} \leq 2$
Parede	Paredes, incluindo as que não têm pilares nas extremidades. É considerado parede o elemento que tem um comprimento igual ou superior a 4 vezes a espessura EC2-1 (2005)

Os pilares curtos têm um comportamento iminentemente frágil, devido ao seu reduzido vão, sendo a rotura destes elementos condicionada pelo corte, visto que são elementos sem grande capacidade de deformação. Para a altura destes pilares deverá ser considerada a presença de elementos que a possam reduzir, caso não haja separação efetiva entre pilar e elemento, devido à influência que o vão do pilar tem na rigidez do mesmo e, consequentemente, nos esforços aos quais este estará sujeito.

Na figura 4.8 mostra-se como deverão ser definidas as grandezas D (largura do pilar) e h_0 (vão livre do pilar).

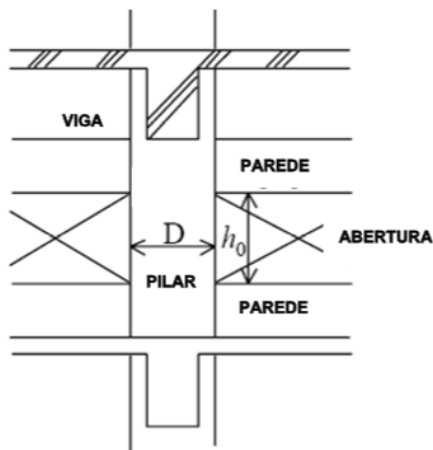


Fig. 4.8 – Definição de h_0 e D (Adaptado de Albuquerque, 2008).

A expressão para o cálculo de E_0 consiste na soma das resistências associadas a elementos verticais e tipologias distintas ponderadas por fatores α , ϕ e F , devendo ser calculados dois valores de E_0 por piso (um para cada direção principal) de acordo com a Eq. (4.2).

$$E_0 = \phi * (\alpha_1 * C_{SC} + \alpha_2 * C_W + \alpha_3 * C_C) * F \quad (4.2)$$

em que,

ϕ - Fator de modificação ao corte dado por $(n+1)/(n+i)$ em que "n" é o número total de pisos do edifício e "i" é o piso em avaliação. Será dada especial atenção a este fator na secção 4.3.4;

C_{SC} - Sub-índice de resistência dos pilares curtos, dado pela Eq. (4.3) de 4.3.3;

C_W - Sub-índice de resistência das paredes, dado pela Eq. (4.4) de 4.3.3;

C_C - Sub-índice de resistência dos pilares, dado pela Eq. (4.5) de 4.3.3.

α - Fator de redução da capacidade resistente de acordo com o deslocamento verificado aquando da rotura dos elementos sismicamente condicionantes. Representa a contribuição de cada elemento para a resistência global ao corte do piso (Murakami et al., 1987). Assim, α tomará valores maiores para os elementos que conferem maior resistência ao corte (os elementos menos dúcteis). Estes fatores permitem a consideração do funcionamento em paralelo de elementos com ductilidades díspares, ou seja, que atingem a rotura para níveis de deformação diferentes (ver Figura 4.6). Os valores de α encontram-se na Tabela 4.2.

F - Sub-índice de ductilidade do conjunto (cujo conceito foi abordado com recurso às figuras 4.6 e 4.7):

$F=1,0$ se $C_{SC} = 0 \Rightarrow$ Rotura do tipo B ou C;

$F=0,8$ se $C_{SC} \neq 0 \Rightarrow$ Rotura do tipo A.

Tabela 4.2 – Valores de α (Adaptado de JBDPA, 2005).

Tipo de rotura	α_1	α_2	α_3	Modo de rotura
A (Frágil)	1.0	0.7	0.5	Rotura condicionada pelos pilares curtos ou por paredes de alvenaria de tijolo ³
B (Menos Frágil)	0.0	1.0	0.7	Rotura condicionada pelas paredes
C (Dúctil)	0.0	0.0	1.0	Rotura condicionada pelos pilares

O valor de α a utilizar dependerá do tipo de elementos verticais existentes no piso em causa. Se um determinado piso não tiver pilares curtos nem paredes estruturais, não é de esperar que exista uma rotura frágil e, desta forma, o tipo de rotura C será o considerado. Se eventualmente existirem pilares curtos e não existirem paredes estruturais, deverá ser considerado o tipo de rotura A, uma vez que a existência de pilares curtos levará a uma rotura frágil, de acordo com a impossibilidade de exploração de ductilidade no primeiro nível do Método Japonês, como já foi referido. Percebe-se, portanto, que quando determinado tipo de elemento vertical não existe num piso, o respetivo valor de C vem igual a zero (Otani, 2000) e os valores de α virão em correspondência. Assim, E_0 deverá ser calculado considerando a rotura condicionada pelos elementos mais frágeis, sendo que se estes elementos não existirem no piso em análise o cálculo deverá ser efetuado considerando o grupo seguinte.

4.3.3. SUB-ÍNDICE C

O sub-índice de resistência (C) avalia o contributo de resistência dado por cada um dos três tipos de elementos verticais resistentes da tabela 4.1, sendo que o seu cálculo consiste na multiplicação das áreas das secções transversais de cada tipo de elemento vertical pelas respetivas tensões tangenciais médias em estado limite último, sendo afetado por um fator de ponderação relacionado com a resistência à compressão do betão.

Para o efeito são distinguidos três tipos de paredes e três tipos de pilares, de acordo com as tabelas 4.3 e 4.4, respetivamente.

Tabela 4.3 – Identificação dos diferentes tipos de paredes (Adaptado de JBDPA, 2005).

Nomenclatura	Definição
W1	Paredes com dois pilares de extremidade
W2	Paredes com um pilar de extremidade
W3	Paredes sem pilares de extremidade

³ Na norma japonesa as alvenarias não são consideradas, pelo que no subcapítulo 4.3.3. isso não será tido em consideração. Em algumas publicações (PAHO, 2000) são feitas algumas atualizações ao método e é feita uma formulação que tem em consideração as alvenarias, assunto a ser desenvolvido mais à frente neste trabalho.

Tabela 4.4 – Identificação dos diferentes tipos de pilares (Adaptado JBDPA, 2005).

Nomenclatura	Definição
SC	Pilares curtos, definidos como os que apresentam $\frac{h_0}{D} \leq 2$
C1	Pilares com relação $2 < \frac{h_0}{D} \leq 6$
C2	Pilares com relação $\frac{h_0}{D} > 6$

Assim, estes sub-índices são dados Eqs. (4.3), (4.4) e (4.5) com o parâmetro referente ao material definido na Eq. (4.6).

$$C_{SC} = \frac{\tau_{SC} * A_{SC}}{\Sigma W} * \beta_c \rightarrow \text{Aplicável a pilares curtos} \quad (4.3)$$

$$C_W = \frac{\tau_{W1} * A_{W1} + \tau_{W2} * A_{W2} + \tau_{W3} * A_{W3}}{\Sigma W} * \beta_c \rightarrow \text{Aplicável a paredes estruturais} \quad (4.4)$$

$$C_C = \frac{\tau_{C1} * A_{C1} + \tau_{C2} * A_{C2}}{\Sigma W} * \beta_c \rightarrow \text{Aplicável a pilares} \quad (4.5)$$

$$\text{com } \beta_c = \frac{F_c}{20}, \text{ se } F_c \leq 20 \text{ MPa ou } \beta_c = \sqrt{\frac{F_c}{20}}, \text{ se } F_c > 20 \text{ MPa} \quad (4.6)$$

onde,

τ_{W1} - Tensão tangencial média no estado limite último de paredes tipo W1, que pode ser tomada como 3.0 MPa;

τ_{W2} - Tensão tangencial média no estado limite último de paredes tipo W2, que pode ser tomada como 2.0 MPa;

τ_{W3} - Tensão tangencial média no estado limite último de paredes tipo W3, que pode ser tomada como 1.0 MPa;

τ_{C1} - Tensão tangencial média no estado limite último dos pilares tipo C1, que pode ser estimada em 1.0 MPa;

τ_{C2} - Tensão tangencial média no estado limite último dos pilares tipo C2, que pode ser estimada em 0.7 MPa;

τ_{SC} - Tensão tangencial média no estado limite último das colunas curtas (pilares tipo SC), que pode ser estimada em 1.5 MPa;

A_{W1} - Soma das áreas das secções transversais de paredes tipo W1 do piso e orientadas na direção em avaliação (ver tabela 4.5);

A_{W2} - Soma das áreas das secções transversais de paredes tipo W2 do piso e orientadas na direção em avaliação (ver tabela 4.5);

A_{W3} - Soma das áreas das secções transversais de paredes tipo W3 do piso e orientadas na direção em avaliação (ver tabela 4.5);

A_{C1} - Soma das áreas das secções transversais de pilares tipo C1 do piso incluindo aqueles cujas áreas foram desprezadas no cálculo das áreas das paredes;

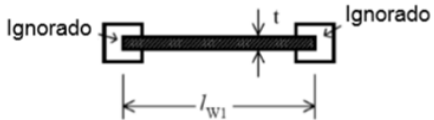
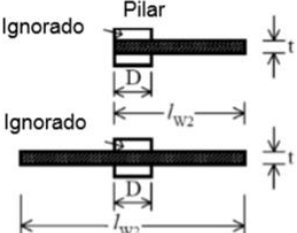
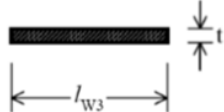
A_{C2} - Soma das áreas das secções transversais de pilares tipo C2 do piso;

A_{SC} - Soma das áreas das secções transversais de pilares curtos (pilares tipo SC) do piso;

ΣW - Peso total suportado pelo piso em estudo na combinação quase permanente de ações, incluindo a sobrecarga associada ao sismo. É estimado pelas normas japonesas como $12 \text{ kN/m}^2/\text{piso}$;

F_c - Resistência à compressão do betão em MPa, que poderá ser tomada como a resistência à compressão de cálculo em caso de não haver ensaios in-situ para medir esta propriedade, correspondendo a f_{cd} do EC2-1. Não deverá ser adotado um valor superior a 20 MPa por uma questão de precaução, visto que o que está em causa são edifícios com alguma idade e, portanto, com alguma deterioração material.

Tabela 4.5 – Definição das áreas das secções transversais das paredes (Adaptado de Albuquerque, 2008).

	$A_{w1} = l_{w1} \cdot t$
	$A_{w2} = l_{w2} \cdot t$ Deverá ser considerada como uma coluna se $(l_{w2} - D) < 450 \text{ mm}$
	$A_{w3} = l_{w3} \cdot t$ Deverá ser desprezada se $l_{w3} < 450 \text{ mm}$

Os valores estimados para as tensões tangenciais médias em estado limite último para os diferentes tipos de elementos verticais merecem um comentário.

Começando pelas paredes, é de notar que quantos mais pilares de extremidade estas tiverem, mais rigidez terão e, conseqüentemente, maiores esforços de corte irão ser desenvolvidos. Ora, parte-se do pressuposto que se é sabido a priori que os esforços de corte de determinado elemento estrutural são grandes, o seu dimensionamento vai ser feito de acordo com isso e, desta forma, os valores de τ desenvolvidos em paredes com dois pilares de extremidade são maiores do que os valores de τ para paredes apenas com um pilar e assim sucessivamente.

Olhando para os pilares, é interessante reparar que é assumido que os pilares curtos podem desenvolver valores de τ de 1.5 Mpa, enquanto os restantes pilares desenvolvem valores de tensão mais baixos. Novamente, o princípio que origina estes valores está relacionado com a grande rigidez dos pilares curtos e, portanto, com os seus grandes esforços de corte. O pressuposto é que se é sabido que este tipo de elemento estrutural tem grandes esforços de corte, o seu dimensionamento foi feito de acordo. Ou seja, se é sabido que existirão grandes esforços de corte nos pilares curtos, parte-se do pressuposto que isso foi acautelado em projeto e que, dessa forma, existe a possibilidade de atingir valores de τ elevados, mantendo-se o raciocínio para os pilares tipo 1 e 2.

A questão que se coloca é se de facto os pressupostos de que em projeto o dimensionamento das paredes com pilares de extremidade e dos pilares curtos foi realmente feito tendo em consideração os esforços de corte que estes elementos vão desenvolver. Na verdade, regra geral um pilar curto é um erro de construção e não é dimensionado como tal em projeto, sendo um problema assumir valores de

tensões τ que potencialmente estes elementos poderão não conseguir desenvolver, uma vez não terem sido dimensionados para o efeito e, portanto, poderem entrar em rotura por corte (rotura frágil) antes de atingirem os níveis de tensão propostos pelo método.

4.3.4. FATOR DE MODIFICAÇÃO AO CORTE

O fator de modificação ao corte (ϕ) é o responsável pela distribuição das forças sísmicas em cada piso de um determinado edifício e tem algumas questões de relevo que interessam deduzir, analisar e discutir. Percebendo as suposições da dedução da expressão simplificada de cálculo deste fator será mais simples a sua interpretação, pelo que se apresenta a dedução da Eq. (4.7) que se encontra no anexo A.

Para a sua dedução é utilizado o método simplificado de análise estática onde, tal como no método de Rayleigh, apenas é considerado o primeiro modo de vibração e é assumida uma distribuição triangular invertida para a sua deformada (ver figura 4.9). De notar que esta aproximação só será viável para estruturas regulares em altura (Clough e Penzien, 1995).

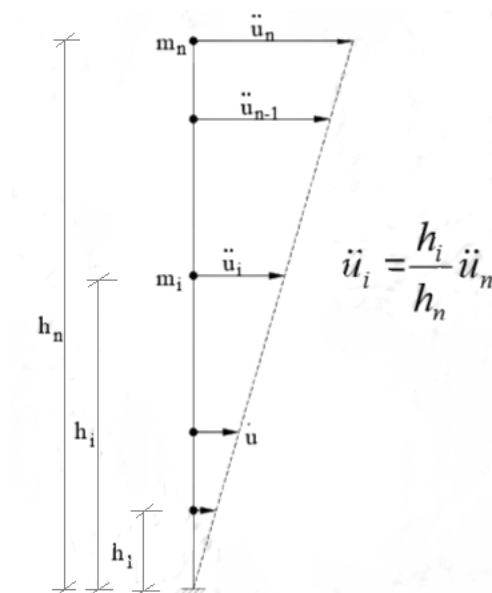


Fig. 4.9 – Deformada do modo fundamental.

Partindo destas hipóteses e admitindo que o corte basal que equilibra a resultante das forças de inércia ao longo da altura do edifício pode ser dado por um coeficiente sísmico, β , que representa uma fração do peso total do edifício, é possível deduzir a expressão de ϕ . Adicionalmente, foi considerado de forma simplificada que a distribuição de massas e a altura entre pisos são constantes.

A dedução completa encontra-se no anexo A do presente trabalho e permite chegar à Eq. (4.7):

$$\phi = \frac{n+1}{n+1} \quad (4.7)$$

Como é considerada uma distribuição de forças de inércia devidas à ação sísmica a variar linearmente em altura, os pisos superiores terão maiores forças de inércia do que os inferiores, sendo que seria de

esperar valores de I_s constantes ao longo de toda a altura do edifício e valores de I_{s0} a crescer linearmente com a altura, isto considerando como hipótese simplificativa que a distribuição de massas e rigidez é constante em altura.

Na verdade no Método Japonês não é isso que se verifica, uma vez que a opção passou por considerar I_{s0} constante em altura e afetar I_s do fator ϕ , imputando-o de uma variação que, do ponto de vista teórico, não existe. Assim, em vez de dividir a "ação" I_{s0} pelo fator modificador ϕ , optou-se por torná-la constante em todo o edifício e multiplicar a "resistência" I_s por esse mesmo fator, pelo que esta é uma consideração matematicamente equivalente, como é demonstrado na Eq. (4.8).

Objetivo: $I_s \geq I_{s0}$

$$I_s \geq I_{s0} \Rightarrow E_0 * S_D * T = \phi * (\alpha_1 * C_{SC} + \alpha_2 * C_W + \alpha_3 * C_C) * S_D * T \geq I_{s0} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow (\alpha_1 * C_{SC} + \alpha_2 * C_W + \alpha_3 * C_C) * S_D * T \geq I_{s0}/\phi \quad (4.8)$$

Com base na Eq. (4.7), importa constatar algumas questões (Albuquerque, 2008):

- Independentemente do número de pisos de um dado edifício, o valor de ϕ para o piso 1 será sempre unitário;
- Para um dado piso "i", o valor de ϕ diminui com a altura do piso em estudo;
- O valor de ϕ no último piso diminui à medida que o número total de pisos aumenta;
- Com o aumento do número de pisos, o valor de ϕ no último piso converge para um mínimo de 0.5 (assíntota vertical do gráfico da figura 4.10).

Avaliando o gráfico da figura 4.10 é perceptível que a evolução das curvas é próxima da linear, à qual equivaleria uma distribuição de forças de inércia crescente em altura, bem como a evolução do modo fundamental de acordo com a figura 4.9 concluindo-se, portanto, que as aproximações referidas são razoáveis. De notar que o Método Japonês, como já foi referido, apenas é aplicável para edifícios com até 8 pisos de altura, sendo que isso foi tido em consideração na figura 4.10.

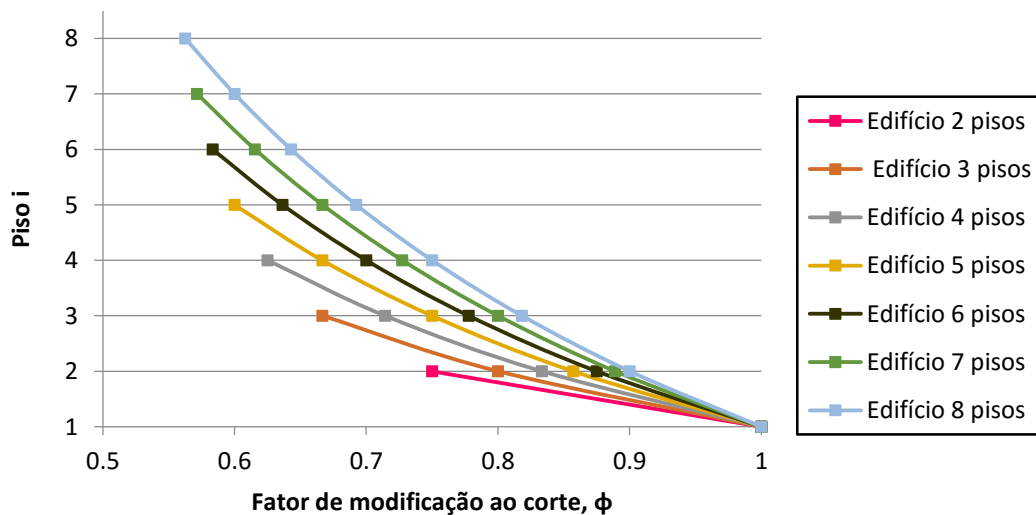


Fig. 4.10 – Fator de modificação ao corte vs piso i.

4.3.5. SUB-ÍNDICE S_D

O sub-índice de irregularidade estrutural, S_D , avalia a influência de características estruturais do edifício que influenciem o seu desempenho sísmico, como por exemplo irregularidades em planta e altura, tanto de massa como de rigidez e traduz-se num parâmetro que afeta o valor de E_0 , reduzindo-o.

A informação requerida para a avaliação deste parâmetro deverá ser obtida através da observação dos desenhos de projeto ou, quando estes não estiverem disponíveis, com visitas ao edifício, sendo que a norma japonesa aconselha a utilização dos dois métodos, existindo assim uma complementação que permitirá uma melhor avaliação do sub-índice.

As características do edifício consideradas no cálculo de S_D são as seguintes:

Em planta:

- Regularidade;
- Proporcionalidade;
- Reentrâncias;
- Juntas de dilatação;
- Pátios interiores.

Em altura:

- Uniformidade de altura entre pisos;
- Uniformidade de rigidez;
- Caves.

As Eqs (4.9), (4.10) e (4.11) propostas pela norma japonesa são utilizadas para calcular S_D :

$$S_{D1} = q_{1a} * q_{1b} * \dots * q_{1j} \quad (4.9)$$

onde,

$$q_{1i} = [1 - (1 - G_i) * R_{1i}] \dots\dots\dots i = a, b, c, d, e, f, i \quad (4.10)$$

$$q_{1i} = [1.2 - (1 - G_i) * R_{1i}] \dots\dots\dots i = h \quad (4.11)$$

Os valores de G_i e R_{1i} a utilizar nas expressões anteriores estão estipulados na tabela 4.6 e a avaliação dos itens (a) a (j) deverá ser feita para cada piso, sendo o mínimo valor obtido aplicado a todo o edifício. Se o edifício tiver juntas de dilatação, deverá ser feita uma divisão por cada junta, obtendo assim várias zonas e, avaliando-as separadamente, obtém-se um valor de S_D para cada. Portanto, as juntas de dilatação dividem um edifício em vários e implicam o cálculo de S_D para cada um desses edifícios separados pelas juntas.

Tabela 4.6 – Grandezas G_i e R_{1i} para o nível 1 de aplicação (Adaptado de PAHO, 2000 e Stolovas, 2009).

			G_i			R_{1i}
			1.0	0.9	0.8	
Regularidade em planta	a	Regularidade	a_1	a_2	a_3	1.0
	b	Relação entre dimensões em planta	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$b > 8$	0.5
	c	Contração em planta	$c \geq 0.8$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	0.5
	d	Juntas de dilatação	$d \geq 0.01$	$0.02 \leq d < 0.01$	$d < 0.02$	0.5
	e	Átrio ou pátio interior	$e \leq 0.1$	$0.1 < e \leq 0.3$	$e > 0.3$	0.5
	f	Excentricidade do átrio ou pátio interior	$f_1 \leq 0.4$ e $f_2 \leq 0.1$	$f_1 \leq 0.4$ e $0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1$ ou $f_2 > 0.3$	0.25
Uniformidade em altura	h	Caves	$h \geq 1.0$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	1.0
	i	Uniformidade da distância entre pisos	$i \geq 0.8$	$0.7 \leq i < 1.0$	$i < 0.7$	0.5

De seguida, cada item é descrito pormenorizadamente de acordo com JBDPA (2005).

Item (a):

- (a_1) - existe dupla simetria em planta e a área de saliências é inferior a 10% da área total em planta do piso;
- (a_2) - a regularidade em planta é pior que em a_1 (só existe um eixo de simetria em planta) e a área de saliências é inferior ou igual a 30% da área total em planta do piso;
- (a_3) - a regularidade em planta é pior que em a_2 (não existe nenhum eixo de simetria em planta) e a área de saliências é superior a 30% da área total em planta do piso.

Notas:

- i) Edifícios com plantas em forma de U, L ou T pertencem aos pontos a_2 ou a_3 . Se a relação h/b de uma dada saliência for inferior a 0.5, essa saliência poderá ser desprezada no cálculo deste item, uma vez que o seu tamanho é considerado muito reduzido.
- ii) A saliência é definida como a parte menor da planta do piso, enquanto a maior é o corpo principal. O conjunto de exemplos da figura 4.11 poderá ajudar à compreensão do exposto.

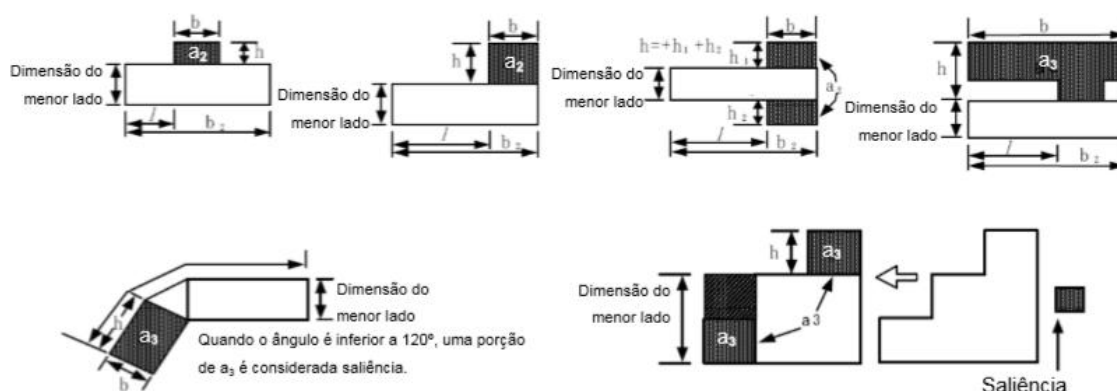


Fig. 4.11 – Interpretação das saliências referidas nos itens (a) e (b) (Adaptado de Albuquerque, 2008).

Item (b):

Representa o rácio entre a maior e menor dimensões em planta do piso (Eq. 4.12):

$$b = \frac{\text{Maior dimensão}}{\text{Menor dimensão}} \quad (4.12)$$

No caso de a planta não ser retangular, a maior dimensão pode ser considerada ignorando a saliência quando a área desta for inferior a 10% da área total em planta do piso. Se a área da saliência for superior ou igual a 10% da área total em planta do piso, a maior dimensão deverá ser tomada como sendo o máximo entre $b_1 = 2 \cdot l$ e b_2 (ver figura 4.11).

No caso de a planta não ter ângulos de 90° e não existir qualquer saliência, a maior dimensão deve ser tomada como sendo o maior comprimento dos lados da planta para o cálculo de b .

Ainda no caso de a planta ser em forma de escada, a menor dimensão deverá ser definida através da área do retângulo equivalente com lado igual à maior dimensão (como identificado na figura 4.11 no canto inferior direito).

Item (c) (Eq. 4.13):

$$c = \frac{D_1}{D_0} \quad (4.13)$$

Os edifícios 1 e 2 da figura 4.12 têm reentrâncias em planta, enquanto os edifícios 3 e 4 não apresentam esta característica. No caso do edifício 2, os fatores de redução relacionados com a irregularidade em planta, item (a), e de reentrâncias em planta, item (c), deverão ser avaliados e apenas deverá ser adotado o pior destes fatores, isto é, aquele que tiver um valor mais reduzido.

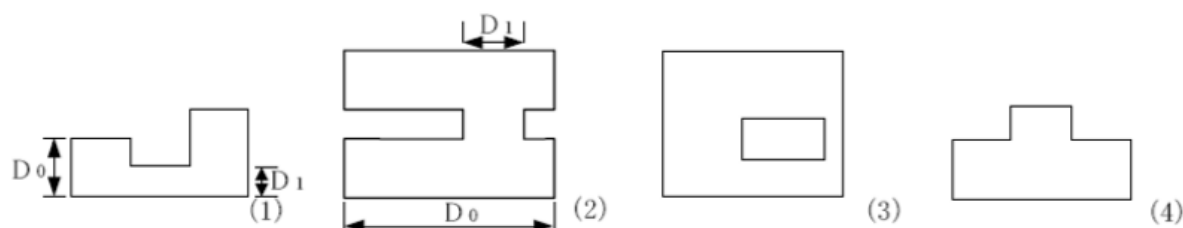


Fig. 4.12 – Exemplos para interpretação da aplicação do item (c) (Adaptado de Albuquerque, 2008).

Item (d):

Representa o quociente entre a espessura da junta de dilatação e a altura do piso (Eq. 4.14).

$$d = \frac{\text{espessura junta dilatação}}{\text{altura do piso em análise}} \quad (4.14)$$

Este rácio indica uma percentagem de deslocamento horizontal admissível do piso avaliado.

Item (e):

É dado pelo quociente entre a área dos átrios e a área total em planta de um dado piso (incluindo a área dos átrios), sendo que é considerada área de átrio a que engloba pelo menos 2 pisos. No entanto, se essa área estiver rodeada de paredes de betão armado poderá não ser considerada como átrio.

Item (f):

(f₁) - quociente entre a distância entre o centro de gravidade do polígono do átrio ao centro de gravidade do polígono do piso (em planta) e a menor distância em planta. Isto é, $f_1 = r/y$.

(f₂) - quociente entre a distância entre o centro de gravidade do polígono do átrio ao centro de gravidade do polígono do piso (em planta) e a maior distância em planta. Ou seja, $f_2 = r/x$.

As grandezas referidas para este item estão representadas na figura 4.13.

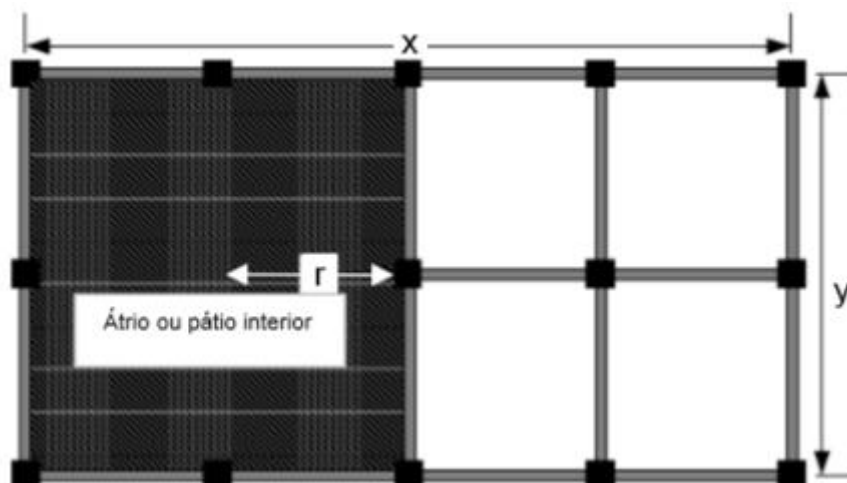


Fig. 4.13 – Representação para interpretação do item (f) (Adaptado de Albuquerque, 2008).

Item (h):

Representa o rácio entre as áreas médias dos pisos enterrados (caves) e dos pisos elevados, pelo que é uma medida que procura quantificar o "peso" das caves em relação aos pisos elevados.

Item (i):

É dado pelo quociente entre a altura do piso imediatamente acima do piso em avaliação e a altura do próprio piso, isto é, $i = \frac{h_{i+1}}{h_i}$.

Nota: No caso do último piso, a altura do piso imediatamente acima deverá ser substituída pela altura do piso imediatamente abaixo, ou seja, $i = \frac{h_{i-1}}{h_i}$.

De seguida, são feitos alguns comentários aos itens anteriormente descritos para cálculo do fator S_D , sendo que acima de tudo é importante:

- i) Perceber a lógica de aplicação das grandezas G_i , para se perceber se determinada característica é considerada benéfica ou prejudicial ao comportamento sísmico dos edifícios;
- ii) Referir o peso relativo dos vários itens, isto é, avaliar as grandezas R_i , percebendo aquelas que têm maior relevância no comportamento sísmico dos edifícios de acordo com o Método Japonês.

De notar nas Eqs. (4.9), (4.10) e (4.11) que quanto menor for o valor de G para um dado valor de R , menor será o valor de S_D . Assim, será analisada a influência destas grandezas nos vários itens.

Quanto ao item (a), é fácil perceber que quanto mais irregular for a planta de um piso, menor a pontuação G atribuída ao item e quanto maior for a área de saliências, maior será a irregularidade do piso e, consequentemente, menor a pontuação G atribuída.

No item (b), quanto maior for a discrepância entre o maior e menor lados do polígono da planta do piso, maior a irregularidade e, portanto, menor a pontuação G atribuída. Também existe influência das saliências: quanto maior for a área de saliências, menor a pontuação G atribuída, uma vez que a irregularidade é maior.

Para o item (c), de notar que quanto maior for a reentrância do piso, mais vulnerável ele será à ação sísmica. Observando a Eq. (4.13), percebe-se que quanto maior a reentrância, menor será o valor da grandeza c (por redução da grandeza D_1) e, por consequência, menor será o valor de G .

No que toca ao item (d), uma vez que é parametrizado através duma grandeza que mede a percentagem de deslocamento possível de um dado piso sem embater no edifício adjacente, quanto maior for esse parâmetro d , maior será a pontuação G . Naturalmente, quanto menor o deslocamento possível, maior a vulnerabilidade de um dado piso.

No que respeita ao item (e), quanto maior for a área de átrios presentes num dado piso, maior a sua vulnerabilidade e, portanto, menor a pontuação G a atribuir. Existe uma tentativa de estabelecer limites com a seguinte abordagem: para área de átrios inferior a 10% da área de um dado piso, a influência no comportamento sísmico do piso é desprezável e por isso vem $G=1.0$; no extremo oposto, quando a área de átrios é superior a 30% da área de um dado piso, a influência no comportamento sísmico do piso passa a ser forte e assim tem-se G penalizado com 0.8 de classificação; no caso intermédio G vem pontuado com 0.9.

Para o item (f), quanto maior a distância r para distâncias x e y constantes, maiores serão as grandezas f_1 e f_2 , o que significa que existe uma maior influência da excentricidade do átrio no dado piso existindo também uma maior vulnerabilidade, sendo a pontuação G menor. Conclui-se, naturalmente, que quanto maior a excentricidade de um átrio num dado piso, pior será o seu comportamento sísmico.

No item (h), é avaliada a influência da existência de pisos enterrados no edifício e nota-se que, de acordo com a abordagem do Método Japonês, quanto maior for a área média das caves em relação à área média dos pisos elevados, ou seja, quanto maior for h , maior a pontuação G a ser atribuída. Esta avaliação implica de imediato uma conclusão: a presença de pisos enterrados tem uma influência positiva no comportamento sísmico de um edifício, tornando-o menos vulnerável à ação sísmica.

De notar que de acordo com a tabela 4.6, se a área média de caves for superior à área média de pisos elevados, G vem igual a 1 e, assim, de acordo com a Eq. (4.11) o comportamento sísmico vem melhorado em 20%; na mesma tabela constata-se que se a área média de caves for inferior a metade da área média de pisos elevados, G valerá 0.8 e, desta forma, não existe qualquer benefício do comportamento sísmico (o que é razoável, visto que se existirem poucas caves não é de esperar qualquer influência positiva no comportamento sísmico); no caso intermédio, naturalmente, o valor vem aumentado em 10%.

Este melhor comportamento sísmico de edifícios com cave evidenciado na abordagem do método pode ser relacionado com as seguintes questões (Mitra et al., 2010):

- 1) Edifícios sem cave tendem a ter uma altura significativamente superior no primeiro piso do que nos restantes, quando comparados com os edifícios com cave, pelo que esta questão torna os edifícios sem cave mais vulneráveis do ponto de vista sísmico;
- 2) Edifícios com cave tendem a ter mais fundações e, sobretudo, muros de suporte em redor dos pisos enterrados e, assim, este tipo de edifício terá maior rigidez e resistência e, portanto, melhor comportamento à ação sísmica;
- 3) Edifícios com cave tendem a usufruir de melhores atitudes de engenharia tanto a nível de projeto, como a nível de construção quando comparados a edifícios sem cave, o que lhes confere uma melhor aptidão para resposta à ação sísmica.

Estes estudos e conclusões foram feitos após uma análise de uma vasta base de dados de edifícios de betão armado na Índia após o sismo de Bhuj em 2001. Naturalmente que os hábitos construtivos na

Índia e no Japão são diferentes, mas parece credível pensar que a existência de pisos enterrados num edifício melhora o seu comportamento sísmico. A questão que se coloca na abordagem do Método Japonês é se a melhor medida para verificar essa influência será através dum parâmetro que avalie um quociente entre as áreas médias dos pisos enterrados e elevados, quando não parece haver qualquer relação direta entre estas medidas e o comportamento sísmico de um edifício. No entanto, esta relação permite avaliar o ponto crucial: a maior ou menor presença de muros de suporte na envolvente do edifício, concluindo-se, portanto, que este parâmetro é consistente.

Para o item (i), percebe-se que um edifício sem uniformidade de distância entre pisos é mais vulnerável à ação sísmica e a abordagem do método passa pela tentativa de estabelecer limites para essa uniformidade. Se a altura do piso em análise for inferior a 1.25 vezes a altura do piso superior, considera-se que a diferença de alturas não é significativa para prejudicar o comportamento sísmico e, portanto, atribui-se a pontuação G unitária; no extremo oposto, se a altura do piso em análise for superior a 10/7 vezes a altura do piso superior, é considerado que esta diferença de alturas é significativa e prejudica o comportamento ao sismo do edifício, pontuando G com 0.8; no caso intermédio, é atribuída uma pontuação intermédia de $G=0.9$.

Quanto à importância relativa entre itens patente nos valores de R , é fácil perceber pela observação da tabela 4.6 que os itens (a) - regularidade em planta - e (h) - existência de caves - são os mais importantes, tendo $R=1$. Já os restantes itens são pontuados com $R=0.5$, pelo que se pode dizer que o peso relativo dos itens (a) e (h) é o dobro do peso relativo dos restantes. O item (f) - excentricidade do átrio - tem um peso relativamente baixo, dado por $R=0.25$, o que basicamente significa que a importância deste item é 25% da importância dos itens cruciais.

4.3.6. SUB-ÍNDICE T

O objetivo deste sub-índice é avaliar o impacto que a deterioração estrutural pode ter no desempenho sísmico da estrutura, devido a fenómenos de fendilhação, deformação, envelhecimento, ocorrência de incidentes e respetivos danos, tipo de ocupação e danos nos acabamentos.

A informação para avaliar T deve ser recolhida através de visitas ao edifício e baseada na observação do mesmo. Para o nível 1 o valor de T é único para todo o edifício e é dado pelo mínimo valor aplicável pelas tabelas 4.7, 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11.

Tabela 4.7 – Valores de T1 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolovas, 2009).

Índice T1 associado a assentamentos		
Características	T1	Correspondência para os níveis 2 e 3
O edifício apresenta inclinação devido a assentamentos diferenciais	0.7	Fendilhação e deformação estrutural
O edifício foi construído sobre um aterro, mas não se constata assentamentos	0.9	
O edifício apresentou deformações permanentes e foi reparado	0.9	
São visíveis deformações ou distorções em vigas e/ou pilares	0.9	
Não são visíveis sinais de assentamentos	1.0	

Tabela 4.8 – Valores de T2 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolovas, 2009).

Índice T2 associado a fissuras e corrosão		
Características	T2	Correspondência para os níveis 2 e 3
O edifício apresenta infiltrações e corrosão visível das armaduras	0.8	Fendilhação e deformação estrutural
Pilares apresentam fissuras inclinadas	0.9	
Paredes apresentam fissuras	0.9	
O edifício apresenta infiltrações sem corrosão visível das armaduras	0.9	
Não são visíveis sinais dos defeitos anteriores	1.0	

Tabela 4.9 – Valores de T3 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolas, 2009).

Índice T3 associado a incêndios no passado		
Características	T3	Correspondência para os níveis 2 e 3
Aconteceu um incêndio e o edifício não foi reparado	0.7	Fendilhação e deformação estrutural e deterioração e envelhecimento
Aconteceu um incêndio e o edifício foi reparado de maneira adequada	0.8	
Não aconteceram incêndios no passado	1.0	

Tabela 4.10 – Valores de T4 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolas, 2009).

Índice T4 associado à presença de substâncias químicas tóxicas ou inflamáveis		
Características	T4	Correspondência para os níveis 2 e 3
Substâncias tóxicas ou inflamáveis são armazenadas no edifício	0.8	Deterioração e envelhecimento
Não existe depósitos de substâncias químicas	1.0	

Tabela 4.11 – Valores de T5 a ser aplicados no nível 1 do Método Japonês e respetiva correspondência com os níveis 2 e 3 (Com base em Stolas, 2009).

Índice T5 associado ao dano estrutural		
Características	T5	Correspondência para os níveis 2 e 3
Dano estrutural grave	0.8	Deterioração e envelhecimento
Dano estrutural médio	0.9	
Sem dano ou com dano leve	1.0	

Como fator redutor da capacidade sísmica, quanto menor o valor de T, pior será o comportamento sísmico do edifício, sendo que assim, ao observar as tabelas anteriores, percebe-se facilmente que as situações mais desfavoráveis serão: i) ser notada uma inclinação do edifício, o que evidencia a ocorrência de assentamentos diferenciais; ii) ocorrência de um incêndio sem reparação.

De notar que no primeiro nível de aplicação do Método Japonês não é possível contemplar a existência de dois destes fenómenos em simultâneo, ou seja, só é possível ter em consideração a ocorrência do fenómeno mais desfavorável que tenha ocorrido no edifício em análise. Assim, se por exemplo forem observáveis fortes fendas nas paredes exteriores (com $T_2=0.9$) e se tiver ocorrido um incêndio sem ter havido reparação ($T_3=0.7$), o edifício é pontuado com o pior cenário, isto é, $T=0.7$ não tendo sido afetado do fenómeno de fendilhação agravada das paredes exteriores. Tal pode parecer, à partida,

contra a segurança, no entanto deve ser recordado que T é avaliado para todos os pisos e que o piso com pior pontuação é considerado representativo, assumindo-se que todo o edifício terá aquele valor de T (que é o correspondente à maior deficiência encontrada num dado piso do edifício em avaliação). Assim, embora não seja possível considerar a simultaneidade de deficiências num dado piso e isso ser contra a segurança, tal facto é compensado com a consideração a favor da segurança de que todos os pisos são iguais ao piso mais degradado. Qualquer abordagem que procurasse formular a possibilidade de penalizar duplamente o edifício (devido a múltiplas deficiências), iria aumentar bastante a complexidade de aplicação do nível 1, pelo que essa abordagem foi realizada apenas no segundo nível.

4.4. CÁLCULO DE I_s

Após o cálculo dos sub-índices referidos (que poderá ser efetuado por qualquer um dos três níveis do método), calcula-se I_s pela Eq. (4.15).

$$I_s = E_0 * S_D * T \quad (4.15)$$

onde E_0 foi definido em 4.3.2 para o nível 1 e é definido nos anexos G e H para os níveis 2 e 3, S_D foi definido em 4.3.5 para o nível 1 e é definido nos anexos G e H para os níveis 2 e 3 e T foi definido em 4.3.6 para o nível 1 e é definido nos anexos G e H para os níveis 2 e 3, respetivamente.

4.5. OUTRAS PUBLICAÇÕES SOBRE O MÉTODO JAPONÊS

4.5.1. PUBLICAÇÃO DA PAHO (2000)

Esta publicação, datada de 2000, refere alguns princípios básicos para redução de danos causados por catástrofes naturais, entre as quais sismos, com especial enfoque para as instalações hospitalares no continente americano.

Nesta publicação surge a descrição do Método Japonês de forma sucinta e é feito um refinamento interessante sobre alguns parâmetros com o objetivo de tentar mitigar algumas das já referidas deficiências do método. O principal contributo da publicação é a introdução de novos tipos de elementos verticais envolvidos para o nível 1 do método (com especial destaque para a inclusão de paredes de alvenaria, não incluídas nas normas japonesas), bem como o cálculo dos respetivos valores dos sub-índices de resistência (C).

4.5.1.1. Refinamento do cálculo das paredes de betão armado

Existe a subdivisão de paredes de betão armado em quatro tipos (em vez de três como era proposto na norma japonesa), descritos de seguida em função dos parâmetros de área de secção transversal correspondente:

A_{m1} - Soma das áreas das secções transversais de paredes de betão armado do piso em avaliação com pilares em ambas as extremidades, com percentagem de armadura horizontal igual ou superior que 1,2% e uma esbelteza da parede maior que 2. Nestas paredes, a resistência ao corte é controlada pela resistência ao esmagamento da diagonal comprimida devido à sua percentagem elevada de armadura horizontal (PAHO, 2000).

A_{m2} - Soma das áreas das secções transversais das paredes de betão armado do piso em avaliação com pilares em ambas as extremidades e percentagem mínima de armadura horizontal. Neste tipo de paredes, a resistência ao corte é determinada pela armadura transversal (PAHO, 2000).

A_{m3} - Soma das áreas das secções transversais das paredes de betão armado do piso em avaliação, sem pilares ou apenas com um pilar de extremidade, com uma esbelteza igual ou menor que 2 e uma percentagem mínima de armadura. Nestas paredes, a resistência ao corte é determinada pela carga de fendilhação diagonal do betão devido à sua reduzida percentagem de armadura (PAHO, 2000).

A_{m4} - Soma das áreas das secções transversais das paredes de betão armado do piso em avaliação sem pilares ou apenas com um pilar de extremidade e uma esbelteza da parede maior que 2. Nestas paredes a resistência ao corte deve ser determinada pelas equações da norma ACI-318 (PAHO, 2000 e ACI 1995).

Com base nas definições anteriores respeitantes a paredes de betão armado, surge a fórmula de cálculo do respetivo C pela Eq. (4.16):

$$C_w = \frac{3 \cdot A_{m1} + 2 \cdot A_{m2} + 1.2 \cdot A_{m3} + 1.0 \cdot A_{m4}}{\Sigma W} * \beta_C \quad (4.16)$$

De notar que para além dos tipos de paredes terem sofrido alterações em relação ao descrito em 4.3.3, os valores de τ foram também reformulados e a própria subdivisão das paredes é função do modo de rotura, o que nas normas japonesas apenas surge no nível 2 de aplicação. Estes são os principais acrescentos ao procedimento das normas japonesas, no que diz respeito às paredes de betão armado.

4.5.1.2. Aditamento de paredes de alvenaria

Foi feito um aditamento em relação ao que consta na norma japonesa que, como já foi referido, não incluía paredes de alvenaria na análise de C , sendo esse um dos problemas evidentes nessa versão do método. Desta forma, são adotados os tipos de paredes de alvenaria da tabela 4.12 na PAHO:

Tabela 4.12 – Tipos de paredes de alvenaria descritos na PAHO (2000).

Tipo de parede	Sub-índice	Nomenclatura para área de secção transversal
Paredes de enchimento de alvenaria de tijolo.	C_{mar}	A_{mar}
Paredes de alvenaria de tijolo não reforçadas ou parcialmente confinadas.	C_a	A_a
Paredes de alvenaria de tijolo confinadas.	C_{ma}	A_{ma}

As equações para cálculo dos sub-índices são as Eqs. (4.17), (4.18) e (4.19):

$$C_{mar} = \frac{0.6 \cdot 0.85 \cdot \tau_0 \cdot A_{mar}}{\Sigma W} \quad (4.17)$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 \cdot (0.45 \cdot \tau_0 + 0.25 \cdot \sigma_0) \cdot A_{ma}}{\Sigma W} * \beta_C \quad (4.18)$$

$$C_a = C_{ma} \quad (4.19)$$

onde τ_0 é a tensão tangencial média de rotura da alvenaria e σ_0 é a tensão normal motivada pelo esforço axial resultante das cargas verticais do peso próprio e das sobrecargas de utilização.

É evidente a mais-valia da consideração das paredes de alvenaria neste método, uma vez que também é evidente a influência que as paredes têm no comportamento sísmico dos edifícios. Importante referir que neste cálculo apenas deverão ser consideradas as paredes que foram concebidas e construídas para conseguir transmitir cargas verticais e horizontais entre pisos ou fundações, sendo que não deverão ser consideradas paredes só dimensionadas para resistir ao seu próprio peso ou que não estejam devidamente conectadas à restante estrutura. Os exemplos mais evidentes deste tipo de paredes são os elementos não estruturais como platibandas e paredes divisórias isoladas da estrutura.

4.5.1.3. Pilares

Quanto aos pilares, na PAHO não ocorreu qualquer alteração tanto nas expressões de cálculo referidas em 4.3.3, como nos valores de τ considerados, pelo que a divisão deste tipo de elementos verticais continua a ser feita entre: pilares curtos (SC), pilares C1 e pilares C2, conforme indicado na tabela 4.4.

Com o que foi referido desta publicação da PAHO, percebe-se que a fórmula de cálculo de E_0 seja alterada para a Eq. (4.20):

$$E_0 = \phi * [\alpha_1 * (C_{SC} + C_{mar} + C_{ma} + C_a) + \alpha_2 * C_W + \alpha_3 * C_C] * F \quad (4.20)$$

Todos os valores da equação anterior foram já descritos e os valores das grandezas α são os propostos pela norma japonesa (tabela 4.2).

4.5.2. ADAPTAÇÃO DE I_s À REALIDADE PORTUGUESA

Como referido em 4.3, o cálculo de I_s é, sobretudo, baseado num jogo entre resistência e ductilidade. Quanto à ductilidade, não existem grandes questões de relevo, visto que só se poderão tomar duas opções: i) ductilidade condicionada por elementos frágeis e, assim, F virá igual a 0.8 e ii) ductilidade condicionada por elementos dúcteis, tomando F o valor de 1.0. Assim sendo, o que importa discutir é a resistência.

O cálculo dos sub-índices C foi descrito no ponto 4.3.3 e é efetuado em função da divisão dos elementos verticais resistentes em grupos, atribuindo a cada grupo um valor de tensão tangencial média em Estado Limite Último (τ), valores esses considerados consistentes pela norma japonesa. Além disso, existem ainda os coeficientes α propostos que têm em consideração: i) a diferente rigidez e resistência dos grupos de elementos verticais e ii) os mecanismos de transferência de carga após a rotura de determinado grupo.

Ora, a questão que se deve colocar é se estes valores propostos para duas das grandezas fundamentais do método são ou não adequados à realidade portuguesa, uma vez que a construção, as soluções/tipologias construtivas correntes, os materiais utilizados e a pormenorização e qualidade de construção em Portugal é muito diferente da do Japão e isso pode constituir um problema (como foi discutido em 3.12). Para ser possível fazer a comparação direta da proposta da norma japonesa e a realidade nacional é necessário manipular matematicamente a expressão proposta para o julgamento de segurança.

$$\begin{aligned}
 I_s &\geq I_{s0} \Rightarrow E_0 * S_D * T \geq I_{s0} \Rightarrow \\
 &\Rightarrow \phi_i * [\alpha_1 * (C_{SC,i} + C_{mar,i} + C_{ma,i} + C_{a,i}) + \alpha_2 * C_{W,i} + \alpha_3 * C_{C,i}] * F \geq I_{s0} \Rightarrow \\
 &\Rightarrow [\alpha_1 * (\tau_{SC,i} * A_{SC,i} + \tau_{mar,i} * A_{mar,i} + \tau_{ma,i} * A_{ma,i} + \tau_{a,i} * A_{a,i}) + \alpha_2 * \tau_{W,i} * A_{W,i} + \alpha_3 * \tau_{C,i} * \\
 &\quad A_{C,i}] * F / \sum W \geq I_{s0} / \phi_i \Rightarrow \\
 &\Rightarrow [\alpha_1 * (V_{SC,i} + V_{mar,i} + V_{ma,i} + V_{a,i}) + \alpha_2 * V_{W,i} + \alpha_3 * V_{C,i}] * F \geq I_{s0} / \phi_i * g * \sum M_i \Rightarrow \\
 &\quad \Rightarrow V_{Rd,i} \geq V_{Ed,i} \quad (4.21)
 \end{aligned}$$

A resistência ao corte das paredes é dada pelo somatório da resistência individual de cada parede, uma vez que os elementos verticais funcionam em paralelo (termo $V_{SC,i} + V_{mar,i} + V_{ma,i} + V_{a,i}$), a resistência ao corte das paredes de betão armado vem dada pelo termo $V_{W,i}$ e a dos pilares por $V_{C,i}$. Assim, a resistência ao corte global do piso em avaliação é dada por $V_{Rd,i}$, sendo $V_{Ed,i}$ o esforço de corte do mesmo piso. Naturalmente, os fatores S_D e T foram tomados unitários, uma vez que afetam o edifício como um todo e o que se pretende é uma comparação direta de valores de ação e resistência para um determinado piso.

4.5.3. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA

O trabalho de Pires (1990) a ser descrito de seguida tem grande utilidade, porque permite a avaliação dos parâmetros em relação aos quais existe maior dúvida, τ e α , sendo interessante comparar os valores obtidos por este estudo com os das normas japonesas, podendo concluir sobre a maior ou menor adequabilidade dos valores propostos no método para a sua aplicação em Portugal.

Foram realizados e ensaiados seis modelos (M2 a M7) constituídos por um pórtico de betão armado preenchido com paredes de alvenaria de tijolo furado, solução bastante comum em Portugal. Estes modelos foram comparados a um sétimo (modelo referência M1) apenas constituído pelo pórtico de betão armado. Nos seis modelos ensaiados, os fatores que serão alterados e cuja influência se pretende compreender são: o espaçamento entre estribos nas vigas, o espaçamento entre cintas dos pilares, a quantidade de armadura longitudinal nos pilares, a eficiência da amarração da armadura longitudinal das vigas nos pilares (ou seja, pormenorização das amarrações nos nós) e ainda o processo construtivo das alvenarias de tijolo.

Os ensaios realizados foram vários, mas no presente trabalho importa apenas referir um deles, isto é, o ensaio que consiste na aplicação de deslocamentos horizontais no eixo da viga, alternados e crescentes até à rotura, aplicando simultaneamente forças verticais no topo dos pilares, com o intuito de simular o peso dos andares superiores na combinação sísmica.

Utilizaram-se os seguintes materiais:

- Betão C20/25 $\Rightarrow F_c = 10.7$ MPa;
- Aço A400
- Tijolo furado de dimensões 30x20x15 cm³.

A tabela 4.13 sintetiza a informação sobre as características dos modelos ensaiados. No anexo E são apresentados desenhos correspondentes à montagem dos modelos com alvenaria para ilustração das dimensões que serão utilizadas nos pontos seguintes.

Tabela 4.13 – Características geométricas e armaduras dos modelos ensaiados (Adaptado de Pires, 1990).

			Modelo							
			M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	
Pórtico	Pilares	Secção (m x m)		0.15x0.15						
		Armadura longitudinal	Número de varões (cm ²)	3Ø8 (4.02)				4Ø8 (2.01)		
			ρ (%)	1.79				0.89		
		Cintas	Zona corrente	Ø4//0.10						
			Zona junto aos nós	Ø4//0.05		Ø4//0.10		Ø4//0.05		
			Nós	Ø4//0.05		—		Ø4//0.05		
	Viga	Secção (m x m)		0.15x0.20						
		Armadura longitudinal inferior	Número de varões (cm ²)	3Ø8 (1.51)						
			ρ_s (%)	0.56						
		Armadura longitudinal superior	Número de varões (cm ²)	3Ø8 (1.51)						
			ρ_s (%)	0.56						
		Estribos	Zona corrente	Ø4//0.10						
			Zona junto aos nós	Ø4//0.05		Ø4//0.10		Ø4//0.05		
		Amarração da armadura longitudinal nos pilares		Regulamentar		Deficiente		Regulamentar		
Alvenaria de tijolo furado 30x20x15			—	executada após o pórtico		executada antes do pórtico		executada após o pórtico	executada antes do pórtico	

4.5.3.1. Pórtico sem enchimento de alvenaria de tijolo (M1)

Com o objetivo de comparar valores com a norma japonesa, o cálculo de alguns parâmetros de acordo com o Método Japonês e com as publicações da PAHO (para ter em consideração as paredes de alvenaria) será comparado ao obtido pelos ensaios efetuados no trabalho de Pires (1990). Os cálculos seguintes serão baseados nas expressões do procedimento de nível 1 expostas em 4.3:

$$F_c = 10.7 \text{ MPa} \Rightarrow \beta_c = 10.7/20 = 0.535$$

$h_0/D = 1.625/0.15 = 10.83 > 6 \Rightarrow \text{Pilar C2} \Rightarrow \tau_{C2} = 0.7 \text{ MPa}$ (h_0 e D avaliados conforme referido na figura 4.8. Sugere-se a observação dos desenhos do anexo E para a visualização das dimensões consideradas).

Rotura controlada pelos pilares \Rightarrow Rotura dúctil (Tipo C) $\Rightarrow F = 1.0$

$$V_{Rd} = A_c * \tau_{C2} * \beta_c * F = (0.15^2 * 700 * 0.535 * 1.0) * 2 = 16.85 \text{ kN}$$

Na tabela 4.14 são apresentados os valores obtidos pelo ensaio do modelo M1.

Tabela 4.14 – Resultados do modelo M1 (Adaptado de Pires, 1990).

Modelo	Na resistência máxima				Na rotura do modelo			
	F_{\max} [kN]	$\delta_{F,\max}$ [mm]	$(\delta_H/H)_{\max}$	τ_c [Mpa]	F_{rot} [kN]	δ_{rot} [mm]	$(\delta_H/H)_{\text{rot}}$	τ_c [Mpa]
M1	37	40	1/40	0.85	-31	-100	1/17	0.68
	-39	-41						

Através do cálculo de V_{Rd} percebe-se que as normas japonesas subestimam o valor da resistência máxima de M1 em aproximadamente 56%, o que pode ser explicado pelo valor de 1/40 obtido no ensaio para a relação δ_H/H , valor muito superior aos 1/150 propostos pelo Método Japonês para a rotura tipo C (figura 4.5).

Sendo um método simplificado, é natural que aproxime os valores por defeito, mas um erro tão significativo poderá em alguns casos contribuir para uma avaliação menos realista que poderá colocar em causa a fiabilidade do método.

4.5.3.2. Pórtico com enchimento de alvenaria de tijolo

De seguida é apresentado o cálculo correspondente à aplicação do nível 1 do Método Japonês para os modelos constituídos por pórtico e alvenaria, tendo sido novamente utilizada a proposta da PAHO para incluir considerações sobre as paredes de alvenaria e os valores obtidos serão comparados aos resultados dos ensaios realizados por Pires (1990). Os cálculos seguintes serão baseados nas expressões expostas em 4.3:

$F_c = 10.7 \text{ MPa} \Rightarrow \beta_c = 10.7/20 = 0.535$ (o mesmo valor do pórtico sem alvenaria, uma vez que o tipo de betão não foi alterado)

Rotura condicionada pelas paredes de alvenaria \Rightarrow Rotura frágil (Tipo A) $\Rightarrow F = 0.8$

Tensão tangencial desenvolvida nas paredes de alvenaria $\Rightarrow \tau_{\text{mar}} = 0.6 * 0.85 * \tau_0 = 0.224 \text{ MPa}$ (com $\tau_0 = 0.44 \text{ MPa}$).

O valor da grandeza τ_0 é a principal dificuldade da aplicação das expressões propostas pela PAHO para refinamento do método proposto nas normas japonesas, visto que não existe nenhum valor sugerido para esta variável e, como facilmente se percebe avaliando a tabela 4.15, é um parâmetro bastante sensível a questões como espaçamento de armadura transversal nas vigas e pilares, amarrações e método construtivo da parede.

Tabela 4.15 – Valores de τ_0 para os modelos ensaiados (Adaptado de Pires (1990)).

Modelo	Tensão tangencial média na rotura τ_0 (MPa)
M2 e M3	0.27
M4 e M7	0.41
M5	0.50
M6	0.51

O valor de τ_0 utilizado foi de 0.44 MPa, de acordo com os resultados dos ensaios às alvenarias portuguesas realizados por Pires (1990). Poder-se-ia também ter utilizado o valor de 0.50 MPa considerado na análise estática não linear realizada aquando da aplicação do método japonês ao Corpo 22 do Hospital de Santa Maria (Albuquerque, 2008), mas o valor utilizado parece refletir melhor o comportamento das alvenarias portuguesas, uma vez que resultou de ensaios laboratoriais realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Como se compreende este valor não é regra e é dificilmente mensurável, porque varia bastante, realçando-se o facto de o valor de τ_0 referente aos modelos M2 e M3 ser aproximadamente metade do valor exibido pelo modelo M6. Nesse sentido, seria importante desenvolver ensaios de alvenarias típicas da construção portuguesa e tentar perceber que valores serão mais consistentes para utilização.

Por fim, $V_{Rd} = (A_{mar} * \tau_{mar} + \alpha_3 * A_c * \tau_{C2} * \beta_c) * F = (2.10 * 0.15 * 224 + 0.5 * 16.85) * 0.8 = 68.2 \text{ kN}$

De novo sugere-se a consulta do anexo E para melhor compreensão das áreas envolvidas no cálculo exposto.

Dos modelos ensaiados no âmbito do trabalho de Pires (1990), apenas vão ser expostos e comparados resultados referentes a M2, M3 e M6, porque estes são os modelos em que a parede foi executada após a descofragem do pórtico de betão armado e isso é bastante comum na realidade portuguesa.

Na tabela 4.16, apresentam-se os valores obtidos pelos ensaios dos modelos M2, M3 e M6.

Tabela 4.16 – Resultados dos ensaios dos modelos M2, M3 e M6 (Adaptado de Pires, 1990).

Modelo	Resistência máxima			Na rotura do modelo		
	$F_{m\acute{a}x}$ [kN]	$\delta_{F.m\acute{a}x}$ [mm]	$(\delta_H/H)_{m\acute{a}x}$	F_{rot} [kN]	δ_{rot} [mm]	$(\delta_H/H)_{rot}$
M2	107	1.6	1/378	-72	-99	1/17
	-120	-4.3				
M3	108	0.9	1/478	-50	-100	1/17
	-93	-3.4				
M6	154	2.8	1/580	46	100	1/16
	-144	-0.5				

Comparando os valores calculados pelo Método Japonês e os resultados dos ensaios, é perceptível que a carga lateral máxima dada pelo método é sempre inferior à dada pelos ensaios, sendo que para os modelos analisados (M2, M3 e M6) a subestimação da resistência por parte do Método Japonês é de 41% para M2, 34 % para M3 e 54% para M6.

A carga de rotura para o modelo M2 (que apresenta uma amarração da armadura longitudinal das vigas nos pilares regulamentar e redução dos espaçamentos das armaduras transversais nos nós), dá-se para um valor superior à do modelo M3 (que apresenta amarração de armadura não regulamentar e não tem qualquer redução dos espaçamentos de armaduras transversais nos nós). O resultado é expectável, vindo lembrar a importância da pormenorização das armaduras e do reforço de armadura transversal junto aos nós (conceitos de capacidade resistente, segundo o EC8-1).

É interessante reparar que o valor de $\left(\delta_H/H\right)_{\max}$ para os modelos M3 e M6 está muito próximo de 1/500 (figura 4.5), valor sugerido pela norma japonesa para roturas frágeis, levando os elementos como pilares curtos e paredes de alvenaria à sua máxima contribuição.

Conclui-se que os valores sugeridos pela norma japonesa para τ 's e α 's dos pilares e das paredes de alvenaria são uma aproximação razoável ao trabalho experimental desenvolvido por Pires (1990) e, portanto, são também uma aproximação razoável à realidade de construção portuguesa. Assim, para a aplicação do Método Japonês em Portugal, poderão ser utilizados os valores sugeridos pelas normas japonesas, sem prejuízos fortes a nível do rigor dos resultados.

Os melhores resultados foram os obtidos para os modelos com paredes de alvenaria, com alguns dos valores a resultarem muito próximos dos sugeridos pelo método; já os valores obtidos para o pórtico sem alvenaria não foram tão razoáveis, uma vez que o erro registado foi forte. No entanto isso não será um problema de maior, visto que se pretende a aplicação do Método Japonês para edifícios com paredes de alvenaria.

Existem, porém duas questões que necessitam de alguma reflexão:

- i) Os valores de τ_0 , como já foi referido, são bastante variáveis e não existe um valor padrão que se possa assumir sem prejudicar o rigor da aplicação do método;
- ii) Em alguns casos a aplicação do método poderá revelar-se demasiado conservativa, o que pode constituir um problema para a sua aplicação.

Neste sentido, deverão ser desenvolvidos esforços para a calibração do método e sugestões de valores (sobretudo para τ_0) com base em estudos experimentais robustos, que originem resultados mais rigorosos. Para esse objetivo, sugere-se que sejam feitos novos trabalhos experimentais com o intuito de comparação direta entre os valores propostos pelo método e os valores resultantes dos ensaios.

4.6. CÁLCULO DE I_{s0}

4.6.1. ADAPTAÇÃO À REALIDADE DO EC8

O cálculo do índice de solicitação sísmica I_{s0} que surge na norma japonesa está adaptado, como é natural, à realidade sísmica do Japão e, desta forma, o interesse do desenvolvimento desta variável é reduzido, visto não ter qualquer aplicabilidade em Portugal. Assim, essa expressão será contemplada no anexo B com o intuito do método ser completamente descrito e de serem efetuadas algumas considerações a propósito do cálculo.

Perante a pouca adequabilidade do cálculo de I_{s0} proposto nas normas japonesas a Portugal, surge uma adaptação à realidade nacional que resulta sobretudo da manipulação matemática com base no método simplificado de análise estática (mencionado e sucintamente descrito em 4.3.4), acompanhada de várias simplificações, tornando-se, portanto, pertinente a dedução da expressão e os comentários sobre as simplificações a efetuar.

Com base no método simplificado de análise estática, considera-se que I_{s0} é determinado na base da estrutura através do quociente entre a força de corte basal do modo fundamental numa das direções principais (considerar-se-á a direção X) e o peso total da superestrutura.

$$I_{s0} = \beta_{x1} \quad (4.22)$$

Pensando num modo genérico n, vem:

$$\beta_{xn} = \frac{R_{xn}}{W_x} \quad (4.23)$$

com R_{xn} definido como a força de corte basal segundo a direção X e W_x como o peso total da superestrutura. É possível relacionar a massa da estrutura e W_x através da matriz de massa $[M]$ e do vetor 1_x (vetor unitário nos graus de liberdade que correspondem a translações em X):

$$W_x = g * M_x = g * [1_x^T] * [M] * [1_x] \quad (4.24)$$

A força de corte basal poderá ser expressa em função do vetor das forças de inércia do modo genérico n, F_{xn} :

$$R_{xn} = [1_x^T] * [F_{xn}] \quad (4.25)$$

Este vetor de forças de inércia pode ser expresso em função do modo de vibração $[\phi_n]$, do correspondente fator de participação modal P_{xn} e da aceleração espectral S_{an} :

$$F_{xn} = [M] * [\phi_n] * S_{an} * P_{xn} \quad (4.26)$$

Por sua vez, o fator de participação modal P_{xn} é definido por:

$$P_{xn} = [\phi_n^T] * [M] * [1_x] \quad (4.27)$$

Que se relaciona com a massa total do sistema M_x , dando origem à massa modal efetiva:

$$\lambda_{xn} = \frac{P_{xn}^2}{M_x} \quad (4.28)$$

$$\text{sendo } M_x = [1_x^T] * [M] * [1_x] \quad (4.29)$$

Reescrevendo a Eq. (4.25), vem

$$R_{xn} = [1_x^T] * [M] * [\phi_n] * S_{an} * P_{xn} \quad (4.30)$$

Reescrevendo a Eq. (4.29), tem-se

$$R_{xn} = [\Phi_n^T] * [M] * [1_x] * S_{an} * P_{xn} = S_{an} * P_{xn}^2 \quad (4.31)$$

Considerando a Eq. (4.28), surge

$$R_{xn} = S_{an} * \lambda_{xn} * M_x \quad (4.32)$$

Voltando ao coeficiente sísmico da Eq. (4.23), resulta:

$$\beta_{xn} = \frac{R_{xn}}{W_x} = \frac{S_{an} * \lambda_{xn} * M_x}{g * M_x} = \frac{S_{an} * \lambda_{xn}}{g} \quad (4.33)$$

Admitindo o primeiro modo de vibração correspondente à direção X, toma-se $n=1$ e considerando o espectro de cálculo do EC8-1, vem:

$$\beta_{x1} = \frac{S_d(T_1) * \lambda_{x1}}{g} \quad (4.34)$$

onde $S_d(T_1)$ é o valor da aceleração resultante da aplicação do espectro de cálculo para análise elástica do EC8-1. Sabendo que esse valor resulta da aplicação do espectro de resposta elástico dividido de q , resulta a Eq. (4.35):

$$\beta_{x1} = \frac{S_e(T_1) * \lambda_{x1}}{g * q} \quad (4.35)$$

O coeficiente sísmico final β_x deverá ser obtido através da combinação quadrática simples aplicada aos n modos de vibração envolvidos na resposta:

$$\beta_x = \sqrt{\sum_{n=1}^N \beta_{xn}^2} = \frac{1}{g * q} * \sqrt{\sum_{n=1}^N S_e(T_n) * \lambda_{xn}} \quad (4.36)$$

O parâmetro λ_{xn} representa a massa do modo n que efetivamente é envolvida na resposta da estrutura e, assim, o somatório dos valores de λ_{xn} para todos os modos de vibração será igual à massa total do sistema. O conceito do parâmetro λ_{xn} permite ter uma medida eficaz para determinar o número de modos a incluir na análise de forma a garantir que toda a massa (e, portanto, as forças de inércia mobilizadas) do sistema é incluída (Chopra, 1995). Essa medida poderá ser traduzida da seguinte forma:

$$\sum_{n=1}^J \lambda_{xn} \geq 1 - e = 0.98 \quad (4.37)$$

Neste caso definiu-se, por hipótese, que se pretende captar 98% da massa e das forças de inércia da estrutura, isto é, definiu-se que um erro de 2% será razoável. O que acontece para edifícios correntes é que para valores de J muito inferiores ao número total de modos, consegue-se captar praticamente a totalidade da resposta estrutural, sendo que inclusivamente muitas vezes basta a contribuição do modo fundamental, visto que originará um valor de λ_{x1} próximo da unidade. Assim:

$$\beta_x \approx \beta_{x1} \quad (4.38)$$

A equação anterior pode ser reescrita assumindo, conservativamente, que o período do primeiro modo de vibração T_1 se enquadrará no troço de máxima aceleração do espectro de resposta definido pelo EC8-1. Obtém-se, por fim:

$$\beta_x = I_{s0} = \frac{2.5 \cdot a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \cdot \lambda}{g \cdot q} \quad (4.39)$$

Todas as grandezas da Eq. (4.39) estão definidas no EC8-1, conferindo a adaptação da fórmula proposta nas normas japonesas à realidade europeia. De realçar que esta adaptação permite uma constante atualização dos parâmetros presentes na fórmula no caso de novos conhecimentos surgirem no âmbito da atividade sísmica de um determinado país europeu onde se pretenda utilizar o método, tornando o Método Japonês muito atualizado. Assim, no caso de Portugal, apenas é necessário recorrer ao EC8-1 e respetivo Anexo Nacional para avaliar as grandezas que estão envolvidas na equação de cálculo e obtém-se I_{s0} de forma simples.

4.6.2. DESCRIÇÃO DOS PARÂMETROS PRESENTES NA FÓRMULA DE CÁLCULO DE I_{s0}

Interessa, sobretudo, identificar os parâmetros envolvidos e fazer uma análise crítica para dois parâmetros fundamentais e que podem ser difíceis de avaliar: i) q e ii) λ . Quanto aos restantes, não existe muita coisa a referir, uma vez que a sua avaliação é direta através da utilização do EC8-1.

Na Eq. (4.39), a_{gR} representa a máxima aceleração registada ao nível do solo (PGA^4) estipulada pelo Anexo Nacional do EC8-1 (2005), na zona sísmica onde se localiza o edifício e para o terreno do tipo A (rocha), γ_I é o coeficiente de importância do edifício face aos danos provocados pela ação sísmica, S é um coeficiente que tem em consideração o tipo de solo e o efeito de sítio, g é a aceleração da gravidade, tomada como 9.8 m/s^2 , λ representa a massa modal efetiva do modo fundamental, cuja fórmula rigorosa de cálculo é a Eq. (4.28) tomando $n=1$ e q é o coeficiente de comportamento da estrutura para esforços.

4.6.2.1. Considerações sobre λ

A massa modal efetiva é um parâmetro cuja definição já foi feita e que não apresenta complexidade no seu cálculo rigoroso, sendo que a questão que se coloca é que para o cálculo desta grandeza é necessária uma análise modal da estrutura e, sendo assim, seria necessária a sua modelação. Ora, para a aplicação do nível 1 do Método Japonês o objetivo é avaliar de forma expedita a segurança sísmica, sem recorrer a modelação. Inclusivamente apenas no nível 3 será necessária a modelação da estrutura (como está descrito no anexo H).

Desta forma é importante obter uma fórmula de cálculo simplificada que não implique a modelação da estrutura para o cálculo de λ , implicando naturalmente algumas aproximações que sejam perfeitamente

⁴ PGA vem do inglês *Peak Ground Acceleration* (Aceleração de Pico do Solo).

aceitáveis para o grau de rigor do nível 1. De relembrar que este primeiro nível é intencionalmente conservativo (como já foi exposto e discutido), o que cobrirá alguma possibilidade de erro mais forte na avaliação de λ . Tal erro não será expectável, uma vez que a expressão simplificada a sugerir é consistente com a abordagem de análise através da aplicação de cargas laterais do EC8-1.

A dedução da Eq. (4.40) é feita com detalhe no anexo F e é considerada relevante para ser compreendida a origem da fórmula e também as considerações simplificativas envolvidas no processo.

$$\lambda = \frac{(\sum_{i=1}^n i)^2}{n \cdot \sum_{i=1}^n (i^2)} \quad (4.40)$$

Com base na Eq. (4.40), apresenta-se a tabela 4.17 fruto do cálculo do valor simplificado de λ para edifícios até 8 pisos de altura (aplicabilidade do Método Japonês).

Tabela 4.17 – Variação de λ em função do número de pisos de um edifício (Adaptado de Albuquerque, 2008).

Pisos	1	2	3	4	5	6	7	8
λ (%)	100.0	90.0	85.7	83.3	81.8	80.8	80.0	79.4

Pela observação da tabela apresentada, compreende-se que os valores resultantes da aplicação da expressão simplificada vão de encontro aos propostos no método simplificado de análise estática do EC8-1. Inclusivamente, para edifícios com 3 ou mais pisos nota-se que o valor de λ vem inferior a 85% (com ligeira variação) e esse é precisamente o valor assumido pelo EC8-1 para edifícios desse tipo. Já para edifícios com menos de 3 pisos, o EC8-1 preconiza um valor de $\lambda=1.0$, que é um valor bastante próximo do exposto na tabela 4.17. A abordagem passa por dizer que um edifício com 3 ou mais pisos já terá alguma influência dos modos de vibração superiores ao primeiro na resposta às ações sísmicas e, desta forma, deverá considerar-se que apenas 85% da massa total do edifício é mobilizada no modo fundamental; para edifícios com menos de 3 pisos, é considerado que a massa total do edifício é praticamente toda mobilizada no primeiro modo e, consequentemente, os modos de vibração superiores ao fundamental não têm qualquer influência na resposta da estrutura. De acordo com o exposto, sugere-se que seja aplicada a Eq. (4.40) para avaliação de λ no nível 1 do Método Japonês

4.6.2.2. Considerações sobre o coeficiente de comportamento (q)

É sabido que os edifícios sismo resistentes de betão armado devem ter uma adequada capacidade de dissipação de energia sem que isso signifique redução de resistência às ações, devendo todos os elementos estruturais ter a capacidade resistente necessária e adequada ductilidade sobretudo nas zonas onde ocorrerão as maiores deformações, isto é, tendencialmente nas extremidades das vigas e pilares. Para a exploração da ductilidade de um edifício, o EC8-1 define duas classes: DCM⁵ e DCH⁶, dependendo da capacidade de dissipação de energia que os elementos do edifício revelem. Para cada uma destas classes existe um conjunto de considerações sobre conceção, dimensionamento e pormenorização de armaduras com o intuito de que a estrutura tenha efetivamente a classe de ductilidade imposta no projeto, procurando desenvolver mecanismos de dissipação de energia que impeçam roturas frágeis (como as roturas por corte nos pilares).

⁵ Do inglês *medium ductility* - ductilidade média.

⁶ Do inglês *high ductility* - ductilidade elevada.

Surge, assim, a grandeza q com o objetivo de ser aplicada de forma simplificada para reduzir os esforços em regime linear elástico dos elementos sujeitos à ação sísmica, simulando o efeito da possível entrada em regime não linear. Como atitude de dimensionamento, o coeficiente de comportamento (q) implicará um dimensionamento para valores de esforços mais reduzidos comparativamente aos existentes em regime elástico, valendo-se da capacidade de redistribuição de esforços da estrutura. A ideia é que é possível e admissível existir algum dano nos elementos mais esforçados (uma vez que as suas secções plastificarão para o sismo de projeto), mas que isso não implicará o colapso do edifício, uma vez que existe uma redistribuição de esforços dos elementos mais esforçados para os menos esforçados. Para que tal aconteça é necessário garantir os requisitos de uma classe de ductilidade (selecionada antes do projeto) de forma a evitar a formação de mecanismos de colapso global.

O valor do coeficiente de comportamento dependerá do tipo de sistema estrutural do edifício e da classe de ductilidade selecionada para o projeto, podendo vir afetado de um fator corretivo que tem em consideração o modo de rotura condicionante em sistemas estruturais com paredes (k_w). Desta forma, o coeficiente de comportamento (q) é dado pela Eq. (4.41).

$$q = q_0 * k_w \quad (4.41)$$

onde q_0 é o de valor básico do coeficiente de comportamento, apresentado na tabela 4.18.

Tabela 4.18 – Valores de para sistemas regulares (Adaptado de EC8-1).

Sistema Estrutural	DCM	DCH
Pórtico, misto, paredes acopladas	$3.0 * \alpha_u / \alpha_1$	$4.5 * \alpha_u / \alpha_1$
Paredes não acopladas	3.0	$4.0 * \alpha_u / \alpha_1$
Sensível aos esforços globais de torção	2.0	3.0
Pêndulo invertido	1.5	2.0

em que α_u / α_1 é um fator que majora q_0 , tendo em conta o mecanismo de colapso do edifício, sendo α_1 um valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo terá de ser multiplicada para ser atingida a resistência à flexão em qualquer elemento estrutural, com as restantes ações de cálculo constantes e α_u um valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo terá de ser multiplicada para originar a formação de rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, com as restantes ações de cálculo constantes.

A avaliação do fator α_u é complexa e implica uma análise não linear, o que não é prático para a avaliação de q , sendo que o EC8-1 estabelece alguns valores para a avaliação simplificada deste fator, com um máximo de 1.5.

Do ponto de vista da aplicação do Método Japonês, é importante o valor de q ser escolhido com prudência, distinguindo-se claramente dois cenários que implicarão considerações e escolhas de valores de q distintos: i) Edifícios com dimensionamento sísmo resistente e ii) Edifícios sem dimensionamento sísmo resistente.

- i) Para edifícios dimensionados à ação sísmica, o prudente será tomar $\alpha_u/\alpha_1=1.0$, conservativamente. Não obstante, um valor de $\alpha_u/\alpha_1>1.0$ poderá ser usado de acordo com o estipulado no EC8-1 desde que devidamente justificado.
- ii) Para edifícios sem dimensionamento sísmo resistente é importante haver prudência na seleção de q , sob pena de escolher um valor demasiado elevado que corresponderá a uma exploração de ductilidade que efetivamente poderá não existir, colocando totalmente em causa a aplicabilidade do método. Neste caso o valor mínimo de 1.5 sugerido pelo EC8-1 será uma boa opção. Existe sempre a possibilidade de usar $q=1.0$, mas isso parece ser demasiado conservativo, visto que mesmo que a estrutura não tenha dimensionamento sísmo resistente, terá sempre alguma ductilidade e capacidade de redistribuição de esforços.

4.7. TOMADA DE DECISÃO

4.7.1. TOMADA DE DECISÃO APRESENTADA NA NORMA JAPONESA

O julgamento de segurança feito com base nas normas japonesas implica a comparação direta entre I_s e I_{s0} , sendo que se a seguinte condição for cumprida em todos os pisos e para as duas direções principais de um determinado edifício, a segurança é cumprida

$$I_s \geq I_{s0} \quad (4.42)$$

Se a condição anterior não for cumprida, o edifício deverá ser avaliado como incerto e deverá avançar-se no rigor da aplicação do método através da aplicação do nível 2 (como sugerido na figura 4.1), podendo desta forma obter-se mais informação e rigor na tomada de decisão sobre a segurança.

Segundo as recomendações da norma, o documento de avaliação de segurança sísmica realizado para um dado edifício deverá incluir os sub-índices avaliados, o procedimento de cálculo, os valores de I_s e de I_{s0} , bem como alguns comentários sobre a avaliação realizada e o julgamento de segurança.

Esta avaliação parece ser demasiado rígida, como aliás foi já discutido em 3.12.5.2 a propósito das desvantagens do método, levando a que surjam propostas de vários autores para tentar melhorar o julgamento final de segurança, visto a sua importância para a aplicabilidade das metodologias RVS.

4.7.2. PUBLICAÇÕES DE BODUROGLU ET AL. (2004)

Na 13ª Conferência Mundial de Engenharia Sísmica, organizada em 2004 no Canadá, foi apresentado um trabalho sobre o Método Japonês e a sua adaptação à realidade turca. O estudo implicou o ajuste do método proposto na norma japonesa aos métodos construtivos, conceção estrutural e sismicidade da Turquia, tendo sido analisados cinco edifícios de betão armado de tipologia corrente sem níveis aceitáveis de segurança à ação sísmica. Cada um dos edifícios foi avaliado à luz do nível 1 de aplicação do método proposto nas normas japonesas e também por análises lineares, com o intuito de fazer uma comparação e interpretação diretas dos resultados do método. A aplicação do nível 1 justifica-se pelo principal motivo (já discutido no capítulo 3) de ser necessária uma avaliação rápida

para um número elevado de edifícios que permita catalogar os que apresentam segurança e os que precisam de avaliação mais detalhada.

As análises lineares foram realizadas através da modelação 3D com recurso a um programa de cálculo automático e com carga horizontais e verticais aplicadas de acordo com o estipulado na TEC (1998). Para cada elemento da estrutura vertical foram registados os momentos e esforços transversos atuantes (M_d e V_d , respetivamente) para cada piso e em cada direção principal (conforme estipulado no Método Japonês) e foram também calculados para cada piso e em cada direção principal o momento resistente e o esforço transversal resistente (M_r e V_r , respetivamente) dos elementos mencionados.

De seguida, foram calculados os quocientes $\Sigma M_r/M_d$ e $\Sigma V_r/V_d$, sendo estes valores tão mais baixos quanto mais insuficiente for a capacidade resistente do edifício e, sabendo que os edifícios analisados não têm níveis aceitáveis de segurança à ação sísmica, é de esperar que os valores destes quocientes resultem inferiores a 1. Posteriormente, foram calculados os valores de I_s e I_{s0} de acordo com as normas japonesas, calculando o respetivo rácio I_s/I_{s0} , sendo de esperar que a variação de M_r/M_d e V_r/V_d seja semelhante à variação de I_s/I_{s0} . A figura 4.14 reflete essas correlações.

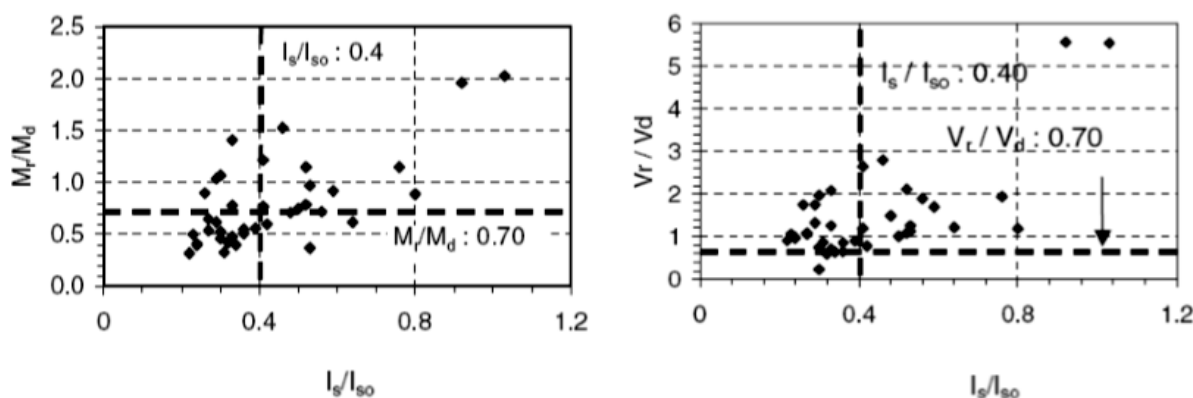


Fig. 4.14 – Quocientes nos 5 edifícios sem segurança às ações sísmicas (Adaptado de Boduroglu et al. 2004).

Com base na figura 4.14, a proposta de Boduroglu et al. (2004) passou por considerar uma tomada de decisão distinta da apresentada na norma japonesa e que colmata a desvantagem apresentada em 3.12.5.2:

Se $I_s \geq 0.7 I_{s0} \Rightarrow$ Os edifícios poderão ser classificados como seguros;

Se $I_s > 0.4 I_{s0} \Rightarrow$ Os edifícios poderão ser usados com o nível de segurança atual;

Se $I_s \leq 0.4 I_{s0} \Rightarrow$ Os edifícios necessitam de um estudo mais aprofundado para concluir sobre a adequação do seu uso em segurança.

De notar que esta proposta procura eliminar a rigidez da Eq. (4.42) (proposta pela norma japonesa), tentando realizar uma subdivisão em classes de risco/vulnerabilidade sísmica sugerida em 3.12.5.2, o que parece ser a forma mais adequada de tomar uma decisão após a aplicação do método, dada a maior flexibilidade da proposta.

4.7.3. OUTRAS PUBLICAÇÕES SOBRE A TOMADA DE DECISÃO

A fiabilidade do Método Japonês foi testada após vários sismos, com especial ênfase para os de 1968 em Tokachi-oki, o de 1978 em Miyagi-ken Oki e, sobretudo, o de 1995 em Hyogoken-Nanbu (Otani, 2000). Após o estudo efetuado para vários edifícios, a proposta passou por:

Se $I_s \geq I_{s0} \Rightarrow$ Os edifícios poderão ser classificados como seguros;

Se $0.65I_{s0} \leq I_s < I_{s0} \Rightarrow$ É admissível pensar que a estrutura possui resistência adequada ao sismo, mas é recomendada a avaliação da segurança pelo nível 2;

Se $I_s < 0.65I_{s0} \Rightarrow$ Os edifícios que cumprirem esta condição não apresentam segurança e são classificados como não seguros.

O que está em causa, de novo, é a subdivisão em várias classes de risco que procura colmatar a rigidez da proposta da norma, sendo que a desvantagem desta proposta é ser baseada em registos pouco recentes (o mais recente data de 1995), o que poderá comprometer a sua aplicação. Não obstante, é mais uma proposta para a tomada de decisão ser realizada com maior robustez e adequabilidade, explorando o conceito de segurança.

Outra proposta passa pela comparação da aplicação do método às exigências dos códigos modernos para dimensionamento sísmico resistente no Japão (Otani, 2000), sendo proposto o cálculo de um índice de capacidade para forças laterais (q_i) e, em conjunto com I_s , é possível realizar a avaliação da vulnerabilidade, com base na tabela 4.19.

Tabela 4.19 – Avaliação da vulnerabilidade sísmica através da comparação da aplicação do método às exigências dos códigos modernos (Adaptado de Otani, 2000).

I_s e q_i	Avaliação da vulnerabilidade
$I_s < 0.3$ ou $q_i < 0.5$	Colapso provável
outros	Colapso menos provável, mas possível
$I_s \geq 0.6$ e $q_i \geq 1.0$	Colapso não provável

De notar a exigência da tabela: no caso de I_s ou q_i serem considerados reduzidos, o edifício é avaliado como de "colapso provável", mas para o mesmo ter avaliação de "Colapso não provável" tanto I_s como q_i terão de ser avaliados com valores elevados.

4.7.4. NOTAS ADICIONAIS

Com base nos pontos anteriores, percebe-se que existem várias possibilidades para melhorar a tomada de decisão do Método Japonês, eliminando a rigidez excessiva da sugestão da norma, sendo certo que cada uma das propostas referidas tem também os seus defeitos e por isso o que se recomenda é que se aumente a base de dados de edifícios testados pelo método em Portugal, de forma a que se estudem as relações I_s/I_{s0} resultantes, com o intuito de fazer uma subdivisão em classes de vulnerabilidade sísmica com uma interpretação clara e objetiva. Assim, após a aplicação do nível 1 do método a um vasto número de edifícios será possível a catalogação dos mesmos em classes de vulnerabilidade e, de imediato, perante essas classes será possível interpretar que ações (se algumas) deverão ser tomadas para o reforço do edifício.

5.

Aplicação do Método Japonês a casos de estudo

5.1. INTRODUÇÃO





Com o intuito de tirar conclusões sobre a fiabilidade da aplicação do Método Japonês a casos de estudo, surge neste capítulo a sua aplicação a casos práticos. Os edifícios selecionados têm como objetivo testar a capacidade do método para identificar os que incluíram dimensionamento sismo resistente e penalizar os que apenas tiveram um dimensionamento baseado em ações gravíticas. É evidente que poderá haver edifícios sem dimensionamento sismo resistente que cumpram as condições de segurança sísmica (sendo que à partida serão uma minoria) e pretende-se que o método seja também capaz de identificá-los (JBDPA, 2005).

O Edifício 1 foi um dos edifícios que teve em consideração os princípios de dimensionamento sismo resistente e foi dimensionado para um período de retorno da ação sísmica de 475 anos no âmbito de uma dissertação desenvolvida na Grécia, sendo constituído por 3 pisos e apresentando perfeita regularidade em planta e altura. Este tipo de dimensionamento originou áreas elevadas de secções transversais dos elementos (sobretudo pilares) e quantidades de armadura consideráveis, devido a exigências de ductilidade.

O Edifício 2, por sua vez, é extremamente semelhante ao primeiro, visto que se pretendeu apenas prejudicar o seu comportamento sísmico, alterando duas questões: i) o dimensionamento de armaduras foi realizado considerando apenas ações gravíticas e ii) foi aumentada a altura do primeiro piso, o que lhe conferirá um comportamento mais flexível (por evidente redução de rigidez), podendo ter comportamento de piso fraco. Assim, este edifício terá dimensões de secções transversais mais reduzidas, bem como menor quantidade de armadura.

As alvenarias influenciam o comportamento estrutural e as características do edifício por alteração da rigidez global e, nesse sentido, a sua caracterização é importante. As paredes exteriores foram consideradas duplas com o primeiro pano de dimensões 30x20x15cm e o segundo de 30x20x11cm (de fora para dentro), juntamente com 2cm de reboco de cada lado, isolamento térmico de 3cm e caixa de ar de 2cm. A tabela 5.1 mostra as principais características das unidades de alvenaria de tijolo furado comumente utilizadas em Portugal.

Tabela 5.1 – Principais características das unidades de alvenaria de tijolo furado em Portugal (Adaptado de Pereira et al., 2010).

	Alvenaria de tijolo furado	Dimensões (mm)			Peso (kg)	Percentagem de furação	Resistência à compressão (Mpa)
		Comprimento	Altura	Largura			
	30x20x22	300	200	220	7.0 - 11.0	55 - 70	1.9 - 3.9
	30x20x15	300	200	150	5.0 - 7.0	50 - 65	2.5 - 4.9
	30x20x11	300	200	110	4.0 - 6.0	50 - 65	2.8 - 5.2
	30x20x7	300	200	70	3.0 - 5.0	40 - 60	3.7 - 7.0

Percebe-se que as resistências à compressão dos tijolos utilizados não têm um valor específico, variando naturalmente com a percentagem de vazios do tijolo usado. Em Portugal, a resistência média à compressão das alvenarias (f) respeita a tabela 5.2 (Pereira et al., 2010).

Tabela 5.2– Resistência média à compressão das unidades de alvenaria de tijolo furado em Portugal (Adaptado de Pereira et al., 2010).

Unidades de alvenaria	f (Mpa)
30x20x11	2.1
30x20x15	2.5

Assim, o valor tomado para a resistência à compressão das alvenarias presentes nos edifícios estudados neste trabalho foi de 4.80MPa, o que equivale à soma dos valores das resistências das duas alvenarias (considerando, portanto, que para carregamentos laterais as paredes funcionam em paralelo), juntamente com um ligeiro acréscimo de resistência dado pela argamassa do reboco. Este valor é corroborado pelo EC8-1 (2005), que define um mínimo de resistência de 4.00MPa.

5.2. EDIFÍCIO 1 COM PAREDES DE ALVENARIA

5.2.1. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO

O Edifício 1 tem 3 pisos, sendo que a altura entre eles é constante e igual a 3m, pelo que esta característica de regularidade é benéfica para o seu comportamento sísmico. A sua planta é duplamente simétrica, com 10.40m x 10.40m (figura 5.1), pelo que também é regular, favorecendo o comportamento ao sismo (no anexo I encontra-se o desenho tridimensional da estrutura deste edifício para uma melhor perceção do referido).

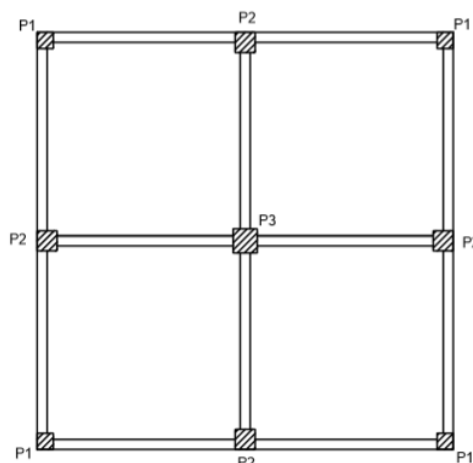


Fig. 5.1 – Planta dos três pisos do Edifício 1 (Adaptado de Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a).

As dimensões das secções transversais de pilares e vigas em edifícios com dimensionamento sísmico resistente, regra geral, são superiores às de edifícios apenas dimensionados para ações gravíticas, porque a grande quantidade de armadura devido às exigências de ductilidade das secções leva à necessidade de maiores dimensões brutas de betão, sob pena de os elementos terem percentagens de armadura muito elevadas. Assim, os pilares existentes neste edifício são quadrados e de 3 tipos: P1, P2 e P3, correspondendo a pilares de canto, de bordo e central que têm dimensões 0.40m x 0.40m, 0.50m x 0.50m e 0.60m x 0.60m, respetivamente. Na figura 5.2, estão representadas as secções transversais dos referidos pilares, que são constantes ao longo dos 9m de altura do edifício.

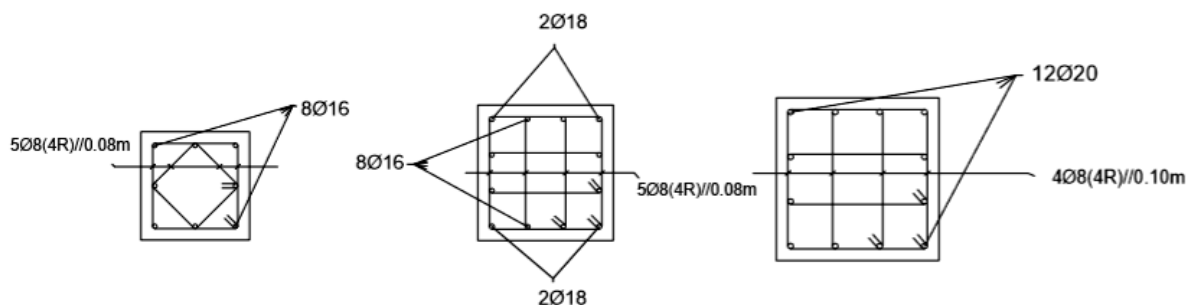


Fig. 5.2 – Dimensões das secções transversais dos pilares do Edifício 1. Da esquerda para a direita: P1, P2 e P3 (Adaptado de Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a).

Quanto às vigas, é interessante reparar que não existe uma grande discrepância entre a armadura superior e inferior, o que resulta do tipo de dimensionamento, visto que para ações horizontais estes elementos tanto poderão sofrer trações na zona superior, como na zona inferior, uma vez que a carga sísmica pode inverter o sentido. De notar que interessa apenas caracterizar a secção transversal das extremidades das vigas existentes, porque o comportamento não linear se concentrará nas extremidades dos elementos (pilares e vigas). De facto, para a combinação de ações horizontais com combinação quase permanente de carregamento vertical, os esforços a meio vão serão muito mais reduzidos do que nas extremidades e, portanto, nesta zona dificilmente o material entrará em regime não linear.

Assim sendo, são identificadas na figura 5.3 todas as extremidades de vigas existentes, dando origem a todas as secções transversais de vigas que interessa pormenorizar, sendo que todas as vigas têm secção de betão 0.25m x 0.50m (largura x altura).

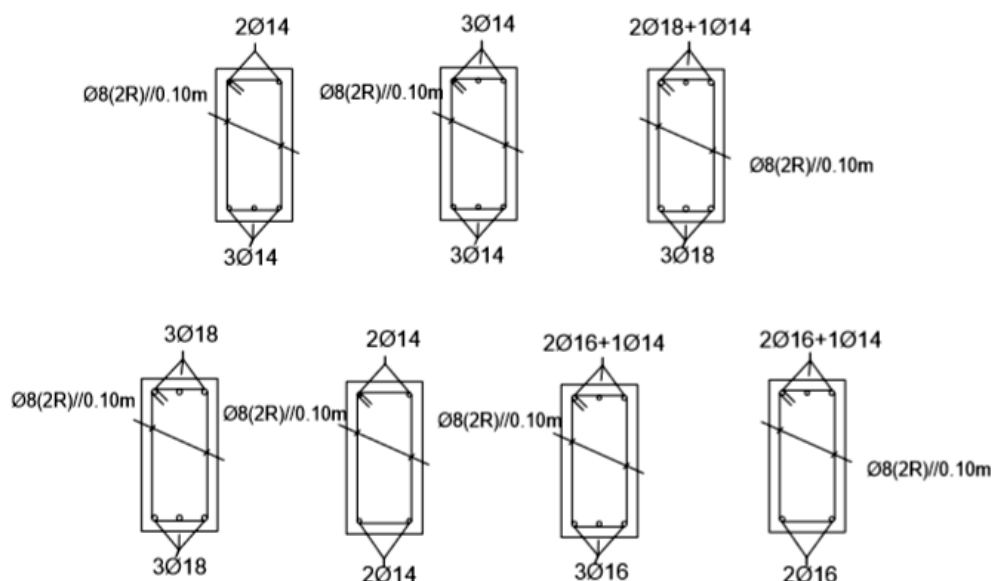
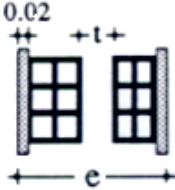


Fig. 5.3 – Secções transversais das extremidades das vigas do Edifício 1. Da esquerda para a direita: V1 a V7 (Com base em em Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a).

A nível do carregamento considerado, tomou-se $\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$, peso dos revestimentos = 1.0 kN/m^2 de laje, peso de paredes interiores = 2.1 kN/m^2 de parede e sobrecarga = 2.0 kN/m^2 de laje. Quanto ao peso das paredes exteriores, de acordo com a descrição feita em 5.1 e recorrendo à tabela 5.3, conclui-se que o valor de 3.0 kN/m^2 de parede é adequado. Sendo a espessura da laje 15cm, o valor da carga correspondente ao seu peso próprio será de 3.75 kN/m^2 . De notar que os valores referidos são característicos, interessando posteriormente combiná-los da forma adequada dependendo da análise a efetuar.

Tabela 5.3 – Pesos de paredes de alvenaria de tijolo furado (Adaptado de Tabelas IST, 2016).

Tipo de parede de alvenaria	Dimensões dos tijolos (cm)	Espessura, e (m)	Peso (kN/m ² de parede)
	30x20x7 + 30x20x7	$0.09 + 0.09 + t$	2.2
	30x20x7 + 30x20x11	$0.09 + 0.13 + t$	2.4
	30x20x7 + 30x20x15	$0.09 + 0.17 + t$	2.7
	30x20x11 + 30x20x11	$0.13 + 0.13 + t$	2.6
	30x20x11 + 30x20x15	$0.13 + 0.17 + t$	3.0
	30x20x15 + 30x20x15	$0.17 + 0.17 + t$	3.3

5.2.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO

5.2.2.1. Cálculo de I_s

Na aplicação do método é importante perceber que quanto maior o peso suportado por um determinado piso, menor será o seu valor de I_s , o que significa que a não consideração (por simplificação) de algum peso, implicará uma atitude não conservativa e é, portanto, de evitar. Poder-se-ia considerar simplificadamente que a contribuição do peso próprio de pilares e vigas se poderia desprezar face às restantes cargas, no entanto a contribuição destes elementos é de aproximadamente 20% do peso total do edifício, o que não é desprezável. Este peso significativo dos elementos estruturais deve-se ao facto de o edifício ser relativamente baixo, sendo que não será expectável uma influência tão grande para edifícios de maior porte. Por outro lado, a não consideração do peso de uma forma rigorosa levará a um resultado não conservativo do método, uma vez que os sub-índices de resistência dos elementos verticais resultariam sobrevalorizados, o que naturalmente não será razoável. Desta forma, o objetivo passou pela quantificação rigorosa dos pesos de cada elemento, pelo que o piso 3 não suporta qualquer peso de pilares e paredes, o piso 2 suporta o peso dos pilares e paredes do piso 3 e o piso 1 suporta o peso dos pilares e paredes dos pisos 2 e 3.

A análise pelo Método Japonês poderá ser realizada apenas na direção X, uma vez que na direção Y os resultados serão exatamente os mesmos, dada a dupla simetria em planta da estrutura. Este raciocínio será válido para todas as estruturas avaliadas no âmbito do presente trabalho, uma vez que todas resultarão de adaptações do Edifício 1. A tabela 5.4 apresenta os resultados da quantificação dos pesos referidos.

Tabela 5.4 – Cálculo dos pesos suportados pelos pisos do Edifício 1.

Piso	Cqp (kN/m ²)	Área (m ²)	Massa (ton)	Peso (kN)	Σ Peso Lajes (kN)	Σ Peso Paredes Exteriores (kN)	Σ Peso Pilares (kN)	Σ Peso Vigas (kN)	Σ Peso Total (kN)
1	7.45	108.16	82.1	805.8	2417.4	546	300	562.5	3825.9
2	7.45	108.16	82.1	805.8	1611.6	273	150	375	2409.6
3	7.45	108.16	82.1	805.8	805.8	0	0	187.5	993.3

As paredes interiores foram consideradas como carga uniformemente distribuída pela área do piso, com o valor de 40% do peso de um metro linear de parede (RSAEEP). Para a contabilização de cargas gravíticas foi utilizada a combinação quase permanente, porque é considerada a carga vertical existente nos edifícios aquando da ocorrência de um evento sísmico (EC8-1).

Os valores de carga uniformemente distribuída ao longo da área do piso (incluindo pesos próprios) rondam, em média, 12 kN/m², sendo que o piso 3 tem uma contribuição menor, uma vez que não suporta o peso dos elementos verticais, mas isso é compensado pelos pisos 1 e 2 que suportam um pouco mais do que os 12kN/m² referidos. Assim, conclui-se que o valor proposto na norma e referido em 4.3.3 é uma boa aproximação neste caso, o que é de esperar em edifícios comuns, isto é, edifícios sem carregamentos excepcionais.

Para a classificação dos pilares, de acordo com o referido em 4.3.3, é importante discutir algumas questões:

- Nesta classificação, h_0 é a altura livre do pilar e como não se conhece a existência de aberturas na parede (janelas, por exemplo), considera-se o valor da altura livre na fachada, que é de 2.5m⁷. Eventualmente o valor de h_0 poderia ser menor se fossem consideradas janelas, o que resultaria em valores de τ mais elevados, pelo que tomar h_0 como 2.5m e ignorar a existência de janelas é conservativo, isto é, origina valores de tensões tangenciais resistentes mais baixos e, consequentemente, valores de sub-índices de resistência de pilares (C_c) mais reduzidos, o que por sua vez resultará em menores valores de índices de desempenho (I_s).
- O pilar tipo C1 é o ideal (com relação $2 \leq h_0/D \leq 6$), considerando-se um valor de τ na ordem de 1.0 MPa. É considerado o pilar que nem é demasiado curto, nem demasiado esbelto.
- O pilar C2 é demasiado esbelto (de relação $h_0/D > 6$) e, com isso, muito deformável. Essa sua maior flexibilidade origina deformações elevadas que poderão ser gravosas inclusivamente na consideração dos efeitos de segunda ordem e, desta forma, o valor de τ é mais reduzido do que para os pilares C1, tomando o valor de 0.7 MPa.

A tabela 5.5 apresenta a atribuição de tipos de pilares e respetivos valores de τ para o Edifício 1.

Tabela 5.5 – Classificação dos pilares do Edifício 1.

Pilares ⁸	h_0 (m)	D (m)	h_0/D	Classificação	τ (Mpa)
400/400	2.5	0.4	6.25	C2	0.7
500/500	2.5	0.5	5	C1	1.0
600/600	2.5	0.6	4.17	C1	1.0

Quanto aos restantes elementos verticais, apenas existem paredes de alvenaria que são formuladas na publicação da PAHO (2000) (como referido em 4.5.1), existindo oito por piso, quatro em cada direção principal, o que corresponde a dizer que apenas quatro das paredes contribuem com alguma resistência para a ação sísmica segundo uma determinada direção. Estes elementos de alvenaria de tijolo têm dimensões de secção transversal de 0.32m x 4.55m (espessura x comprimento).

No que respeita às paredes interiores, embora sendo consideradas na quantificação de massas dos pisos, serão desconsideradas no seu contributo para a resistência, devido a dois motivos: i) não há conhecimento sobre as suas dimensões de secções transversais, nem da sua disposição e ii) considera-se que as paredes interiores não estarão, à partida, ligadas à restante estrutura, o que não lhes confere qualquer possibilidade de contribuir para a resistência sísmica, suportando apenas o seu próprio peso.

⁷ $h_0 = 3.0 - 0.5 = 2.5$ m, com altura entre fibra superior da laje de baixo e fibra superior da laje de cima de 3.0m e vigas com altura de 0.5m.

⁸ A nomenclatura utilizada referente aos pilares corresponde à que consta na Tese onde o Edifício 1 foi dimensionado; 400, 500 ou 600 indica a dimensão do pilar em milímetros.

Existem sempre algumas incertezas sobre os valores a adotar para os seguintes parâmetros: i) β_c , ii) sub-índice de ductilidade (F) e iii) coeficiente de comportamento (q - a analisar em 5.2.2.2). As questões i) e ii) são analisadas de seguida:

- i) A qualidade do betão pode levantar algumas dúvidas, devido à deterioração natural das propriedades resistentes com o tempo e por isso foi considerada uma variação de -10% de F_c para avaliar a sensibilidade do resultado final a este parâmetro. No entanto, segundo as recomendações da norma para o nível 1, o valor de $F_c=13.33$ MPa (correspondente ao valor de cálculo da resistência à compressão de um betão C20/25 do EC2-1 utilizado no projeto) parece ser a melhor opção;
- ii) Os primeiros elementos a entrar em rotura em princípio serão as paredes de alvenaria, mas não parece razoável considerar que esta rotura condicione a ductilidade global do edifício, visto que a ductilidade se deve sobretudo aos elementos estruturais. Assim poderá considerar-se possível a utilização de um valor de $F=1.0$. Por outro lado, o facto da parede de alvenaria entrar em rotura poderá levar a concentrações de tensões nas regiões dos nós de ligação entre vigas e pilares, o que poderá originar uma rotura por corte nessa zona, sendo razoável a consideração de $F=0.8$, prejudicando o comportamento sísmico do edifício com impacto direto na redução do índice sísmico (I_s) de 80%. O mais razoável, concluindo, será considerar $F=0.8$, visto existirem elementos frágeis que entrarão em rotura por corte para valores de deformação baixos (PAHO, 2000).

Na tabela 5.6, foram utilizados valores de $F=0.8$ e de $\beta_c=0.67$ e as restantes tabelas para a análise de sensibilidade aos parâmetros relativamente aos quais existe incerteza encontram-se no anexo J. Optou-se por variar apenas o valor de F_c de -10%, mantendo $F=0.8$, visto este corresponder ao pior cenário possível para o comportamento sísmico do edifício.

Para o fator S_D , existem critérios cuja aplicação não faz sentido nos edifícios avaliados neste trabalho como por exemplo: reentrâncias em planta, juntas de dilatação, presença de átrios e respetiva excentricidade e pisos enterrados, uma vez que não existem reentrâncias em planta, não há juntas de dilatação, não estão presentes quaisquer átrios, nem existe nenhuma cave nos edifícios analisados. Quanto aos critérios que se aplicam ao Edifício 1, a pontuação G vem sempre igual a 1.0, evidenciando o bom comportamento do edifício à ação sísmica e, assim, os valores de S_D serão sempre unitários, escolhendo-se o valor global de $S_D=1.0$ para este edifício.

O fator T é considerado unitário, visto não ser conhecido o historial de danos ocorridos no edifício.

A tabela 5.6 refere-se à aplicação das expressões referidas no capítulo 4.

Tabela 5.6 – Cálculo de I_s de acordo com o nível 1 do Método Japonês, para o Edifício 1.

Piso	ϕ	C_c	C_{mar}^9	F	E_0	S_D	T	I_s
1	1.00	0.315	0.320	0.8	0.382	1.0	1.0	0.382
2	0.80	0.500	0.508	0.8	0.485			0.485
3	0.67	1.213	1.233	0.8	0.981			0.981

⁹ Para o cálculo de C_{mar} foi utilizado o valor de $\tau_0 = 0.44$ MPa, que vai de encontro ao valor médio dos ensaios realizados por Pires (1990) às alvenarias portuguesas e é revelado credível no que foi exposto em 4.5.3.2.

5.2.2.2. Cálculo de I_{s0}

Para o cálculo do fator correspondente à ação (I_{s0}) é importante tomar algumas considerações que serão descritas de seguida.

O valor de a_g para o qual o edifício foi dimensionado foi de 0.24g, o que corresponde à zona sísmica mais gravosa da ação afastada (sismicidade interplaca) do EC2-1, numa localização na extremidade sul de Portugal continental, sendo que esta ação foi condicionante no dimensionamento.

O parâmetro λ foi considerado, simplificadamente, igual a 0.85 de acordo com o método simplificado de análise estática já apresentado em 4.3.4, correspondendo a considerar que 85% da massa total da estrutura é envolvida no primeiro modo de vibração. Naturalmente, considerou-se preferível a utilização de um valor simplificado e que vai de encontro ao método simplificado de aplicação de ações laterais do EC8-1, uma vez que o cálculo rigoroso deste parâmetro modal implicaria a modelação da estrutura. Portanto, no âmbito do Método Japonês considerou-se mais vantajoso utilizar um valor razoável aproximado e admitido pelo EC8-1 no caso de estruturas regulares, porque o objetivo da metodologia é ser de aplicação simples e de possível implementação sistemática.

Além disso, o facto de apenas ser considerado o primeiro modo de vibração implica obrigatoriamente um erro inerente ao facto de não ser realizada uma análise modal, isto é, de não ser considerada a contribuição dos modos de vibração superiores ao primeiro na respostas estrutural, sendo que esse erro é aceitável perante o grau de aproximação pretendido através de um método simplificado de avaliação rápida do desempenho sísmico.

Foi considerado um terreno tipo B, que corresponde a um terreno com um número de pancadas SPT superior a 50 para os tipos de terrenos estipulados no EC8-1.

A fórmula sugerida pela adaptação da expressão das normas japonesas para I_{s0} é conservativa, uma vez que considera que o período do modo fundamental da estrutura está compreendido entre T_B e T_C , o que implica que independentemente da estrutura em análise, para a aplicação do Método Japonês é sempre considerado que o período do primeiro modo de vibração da estrutura se situa no tramo de aceleração constante. Ora, sendo esta a máxima aceleração possível de ocorrer no espectro de reposta (ver figura 5.4), percebe-se que esta consideração é conservativa. No caso do presente edifício, sabe-se (após a análise modal feita na modelação 3D da estrutura com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000) que o período de vibração para o primeiro modo (modo de translação numa das direções principais) é de 0.41s (sem alvenarias) e 0.19s (com alvenarias) e estes valores estão, de facto, compreendidos entre $T_B = 0.1s$ e $T_C = 0.6s$.

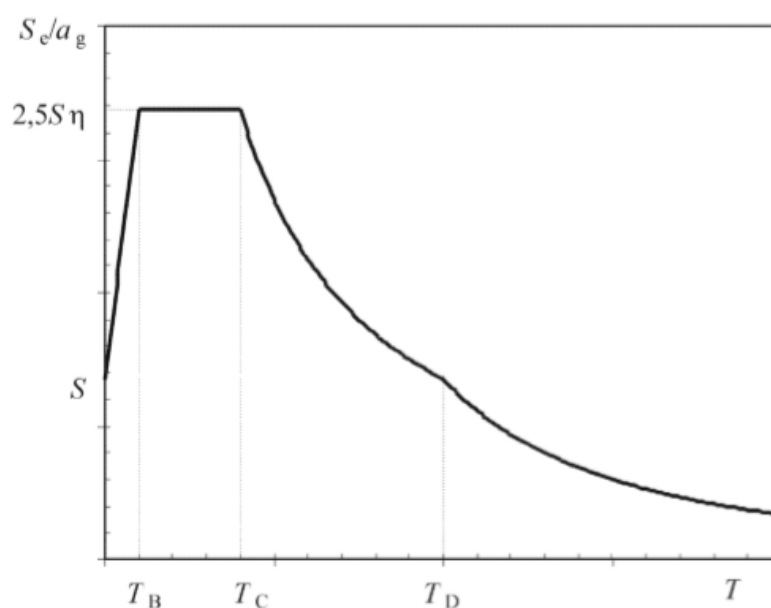


Fig. 5.4 – Forma do espectro de resposta elástica (Adaptado de EC8-1).

Assim sendo, resultará:

$$a_g = 0.24g = 2.3544 \text{ m/s}^2; \quad \lambda = 0.85;$$

$$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \Rightarrow S_{\max} = 1.35 \Rightarrow S = S_{\max} - (S_{\max} - 1) / 3 * (a_g - 1) = 1.1920 \text{ (tabela 5.7)}.$$

Tabela 5.7 – Valores dos parâmetros que definem o espectro da figura 5.4 para a ação sísmica tipo I (Adaptado de EC8-1).

Tipo de terreno	S_{\max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.1	0.6	2.0
B	1.35	0.1	0.6	2.0
C	1.6	0.1	0.6	2.0
D	2.0	0.1	0.8	2.0
E	1.8	0.1	0.6	2.0

Quanto à questão da incerteza apresentada em 5.2.2.1 relativamente ao coeficiente de comportamento (q), tomaram-se as seguintes considerações:

iii) É razoável admitir um valor de 3.6 para uma estrutura perfeitamente regular (Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015b), como é o caso do Edifício 1, o que corresponde a um fator $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.2$, pelo que resulta uma majoração de 20% do valor base de q, considerado 3.0 para estruturas em pórtico e de ductilidade média (EC8-1). No entanto, para avaliar a sensibilidade do resultado do método a este parâmetro, foi considerado também um valor de $q=3.0$ que corresponde a considerar $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1$ e tomou-se para um terceiro valor a média entre estes dois extremos, ou seja, 3.3. O valor utilizado como base será

$q=3.0$, visto ser o mais conservativo dos três valores apresentados e, assim, se a segurança for cumprida para este valor de q , com certeza será também alcançada para os restantes.

Desta forma, resultaram os seguintes valores de I_{s0} :

$$q = 3.0 \Rightarrow I_{s0} = 0.203;$$

$$q = 3.3 \Rightarrow I_{s0} = 0.184;$$

$$q = 3.6 \Rightarrow I_{s0} = 0.169.$$

5.3. EDIFÍCIO 2 COM PAREDES DE ALVENARIA

5.3.1. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO

O edifício 2 tem o mesmo número de pisos que o Edifício 1 e continua a ter características favoráveis à ação sísmica em termos de regularidade em planta, porque se mantém duplamente simétrico, com dimensões em planta de 10.40m x 10.40m (figura 5.5). Já em altura, o primeiro piso tem 4m, enquanto os restantes têm apenas 3m, existindo assim a possibilidade do piso 1 ter comportamento de piso fraco, o que naturalmente prejudica o seu comportamento perante ações horizontais.

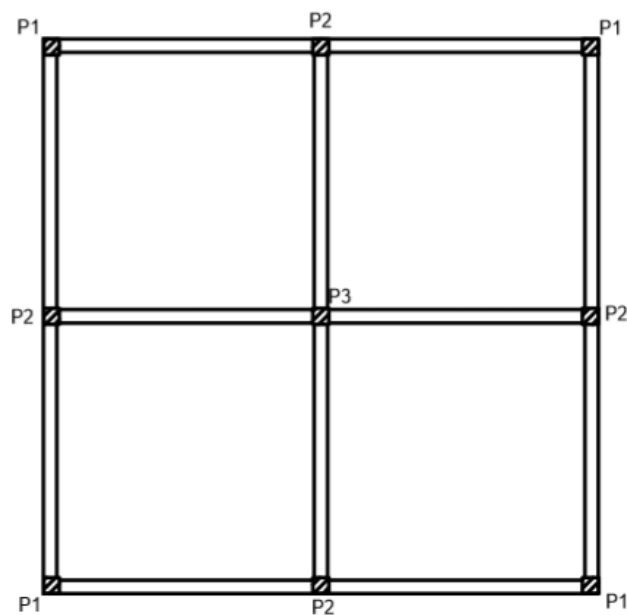


Fig. 5.5 – Planta dos três pisos do Edifício 2 (Adaptado de Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a).

5.3.1.1. Dimensionamento de pilares

Este edifício foi dimensionado apenas considerando ações verticais, tarefa realizada no âmbito deste trabalho e que teve um pré-dimensionamento das secções de betão dos pilares feito considerando os esforços axiais como condicionantes, tendo o critério passado por dimensionar uma secção de betão que, sem a contribuição da armadura, conseguisse equilibrar esses mesmos esforços. Ora, sendo o edifício de baixo porte e não suportando carga gravíticas excepcionais (visto que a utilização é do tipo habitação), este critério levou a secções de pilares bastante reduzidas e, portanto, foi estabelecida uma secção mínima de 0.30m x 0.30m. O pré-dimensionamento foi confirmado através da modelação 3D da estrutura do Edifício 2 e respetivo carregamento vertical (exatamente o mesmo que no Edifício 1,

mas desta feita combinado para ELU) no programa de cálculo automático SAP2000, tendo-se verificado que $N_{Rd} \geq N_{Ed}$ em todos os pilares, o que valida as dimensões das secções.

Quanto ao dimensionamento de armadura, são de distinguir os três tipos de pilares já identificados aquando da descrição geral do Edifício 1 (em 5.2): Pilares de canto, de bordo e central. Os pilares de canto (P1), sofrerão flexão composta e desviada, uma vez que para além do esforço axial de compressão, existirá flexão segundo dois planos; os pilares de bordo (P2), estarão sujeitos a flexão composta, isto é, sofrerão esforços de compressão e momentos em torno de um dos seus eixos principais centrais de inércia; o pilar central (P3) estará sujeito apenas a compressão, uma vez que as vigas absorverão e equilibrarão completamente os esforços de flexão nos dois planos.

Desta forma existe um tipo de dimensionamento de armadura diferente dependendo do tipo de pilar. O aço utilizado foi, à semelhança do que ocorreu no projeto do Edifício 1, o A500 e os resultados do dimensionamento estão expostos na tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Síntese do cálculo das armaduras dos pilares do Edifício 2.

Pilar	Armadura longitudinal				Armadura transversal	
	N_{Ed} (kN)	M_{Edx} (kN.m)	M_{Edy} (kN.m)	ω	ϕ_t (mm)	s_l (m)
Canto	137.05	34.80	34.80	0.274	6	0.18
	ν	μ_x	μ_y	A_{sl}		
	0.103	0.104	0.065	4 ϕ 12/face		
Bordo	N_{Ed} (kN)	M_{Edx} (kN.m)	M_{Edy} (kN.m)	ω	6	0.18
	221	-	40.85	0.302		
	ν	μ_x	μ_y	A_{sl}		
	0.166	-	0.077	5 ϕ 12/face		
Central	N_{Ed} (kN)	M_{Edx} (kN.m)	M_{Edy} (kN.m)	ω	6	0.15
	1111	-	-	-		
	ν	μ_x	μ_y	$A_{sl} = A_{smin}$		
	-	-	-	4 ϕ 10		

As Eqs. (5.1), (5.2), (5.3) e (5.4) foram utilizadas para o cálculo das armaduras longitudinais (Figueiras e Barros, 2010 e EC2-1) dos pilares:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{ck} / \gamma_c} \quad (5.1)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck} / \gamma_c} \quad (5.2)$$

$$A_{sl} = \frac{1}{f_{yk} / \gamma_s} * \left(\omega * b * d * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + N_{Ed} \right) \quad (5.3)$$

$$A_{slmin \text{ pilares}} = \max \left(\frac{0.10 \cdot N_{Ed}}{f_{yk} / \gamma_s}; 0.002 * A_c \right) \quad (5.4)$$

onde v é o esforço axial reduzido, N_{Ed} é o esforço axial de cálculo, f_{ck} é o valor característico da resistência à compressão do betão aos 28 dias (tomado como 20 MPa), γ_c é o coeficiente parcial de segurança do betão segundo o EC2-1 (tomado como 1.5), μ é o momento reduzido, A_c é a área da secção transversal, b e h são a largura e altura da secção transversal, M_{Ed} é o momento fletor de cálculo, d é a altura útil da secção transversal, f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência à tração das armaduras (tomado como 500 MPa), γ_s é o coeficiente parcial de segurança das armaduras segundo o EC2-1 (tomado com 1.15), ω é a taxa mecânica de armadura de flexão, A_{sl} é a quantidade de armadura longitudinal e A_{slmin} pilares é a quantidade mínima de armadura requerida para os pilares de acordo com as exigências do EC2-1.

Já para as armaduras transversais, utilizaram-se as Eqs (5.5) e (5.6) (EC2-1 e REBAP):

$$\phi_t = \max \left(6; \frac{1}{4} * \phi_{lmin} \right) \quad (5.5)$$

$$s_t = \min (15 * \phi_{lmin}; \text{dimensão mínima do pilar}; 300\text{mm}) \quad (5.6)$$

onde ϕ_t é o diâmetro da armadura transversal, ϕ_{lmin} é o diâmetro mínimo da armadura longitudinal e s_t é o espaçamento entre armaduras transversais. A quantidade de armadura transversal será referida como A_{st} e será expressa em quantidade de armadura por metro.

Como o pilar central apenas sofrerá esforços de compressão e o dimensionamento da secção de betão foi pensado para resolver esses esforços, a armadura a colocar neste elemento vertical será A_{slmin} .

Na figura 5.6 estão representadas as secções transversais dos elementos referidos.

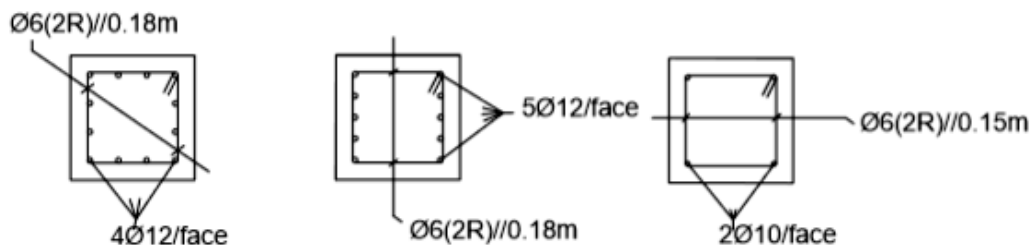


Fig. 5.6 – Secções transversais dos pilares do Edifício 2. Da esquerda para a direita: P1, P2 e P3.

5.3.1.2. Dimensionamento de vigas

Nas vigas, o pré-dimensionamento foi realizado no pressuposto de que o momento reduzido deverá ser aproximadamente igual a 0.25 e, sendo o esforço axial desprezável, serão tomados elementos à flexão simples. Com esta informação e estimando expeditamente o momento máximo, obteve-se uma secção de betão de 0.25m x 0.40m (o que implica uma redução de 10cm da altura das vigas comparativamente ao Edifício 1, visto que os esforços diminuíram e as exigências de flexão também). Assim, estas dimensões foram validadas pela modelação em SAP2000, garantindo valores de $\mu < 0.25$.

Para as armaduras são de distinguir dois tipos de vigas: interiores e exteriores. Para o dimensionamento considerou-se que todas as vigas seriam iguais, independentemente de serem classificadas como interiores ou exteriores. Esta consideração não levará a um dimensionamento pouco económico, porque os valores de cargas verticais em ELU são praticamente iguais nos dois

tipos de vigas (visto que as vigas interiores sofrerão um carregamento superior motivado pelas maiores áreas de influência de cargas distribuídas na laje, mas as vigas exteriores terão o peso diretamente aplicado das alvenarias). Os valores obtidos para as cargas distribuídas nas vigas interiores foi de 27.5 kN/m e para as exteriores de 30.6 kN/m, sendo que a tabela 5.9 sintetiza a informação sobre as armaduras das secções das vigas do Edifício 2.

Tabela 5.9 – Síntese do cálculo das armaduras das vigas do Edifício 2.

Secção viga	M_{Ed} (kN.m)	μ	ω	A_{sl} superior (cm ²)	A_{sl} inferior (cm ²)	V_{Ed} (kN)	A_{st} (cm ² /m)
1	45.50	0.111	0.119	3 ϕ 12	2 ϕ 12	73.38	ϕ 6(2R)//0.25
2	79.43	0.195	0.219	4 ϕ 12+2 ϕ 10	2 ϕ 12	92.46	ϕ 6(2R)//0.20

Para o cálculo das armaduras longitudinais foram utilizadas as Eqs. (5.2) e (5.3), para além da Eq. (5.7) (EC2-1):

$$A_{slmin} \text{ vigas} = \text{máx} \left(0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d; 0.0013 * b_t * d \right) \quad (5.7)$$

onde f_{ctm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples e b_t é a largura média da zona tracionada.

Para as armaduras transversais, utilizaram-se as Eqs. (5.8), (5.9), (5.10), (5.11) e (5.12) do EC2-1:

$$\rho_{w,min} = 0.08 * \sqrt{f_{ck}}/f_{yk} \quad (5.8)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \rho_{w,min} * b_w \quad (5.9)$$

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{yk}/\gamma_s}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (5.10)$$

$$s_{t,máx} \leq 0.75 * d \quad (5.11)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta \quad (5.12)$$

onde $\rho_{w,min}$ é a taxa de armadura de esforço transversal mínima, $\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min}$ é a armadura de esforço transversal mínima por metro, b_w é a menor largura da secção transversal na área tracionada, z é o braço do binário das forças internas para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no elemento considerado, α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, v_1 é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, θ é o ângulo formado pelas escoras de betão e o eixo da viga, $V_{Rd,máx}$ é a resistência ao esmagamento das escoras, $s_{t,máx}$ é o máximo espaçamento entre armaduras transversais, $V_{Rd,s}$ é o esforço transversal resistente incluindo os efeitos da armadura transversal, $\frac{A_{sw}}{s}$ é o valor da armadura transversal por metro e f_{ywd} é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal.

Concluiu-se, assim, que todas as vigas terão na extremidade de maiores esforços (definida como secção 2) a solução de armadura constituída por ϕ 6(2R)//0.20m (transversal) e 4 ϕ 12+2 ϕ 10 (longitudinal) e na outra extremidade (definida como secção 1) haverá ϕ 6(2R)//0.25m (transversal) e

3 ϕ 12 (longitudinal). De realçar que as armaduras das faces inferiores foram apenas colocadas para permitir a amarração dos estribos, não tendo resultado do dimensionamento.

Na figura 5.7, estão representadas as secções transversais destes elementos.

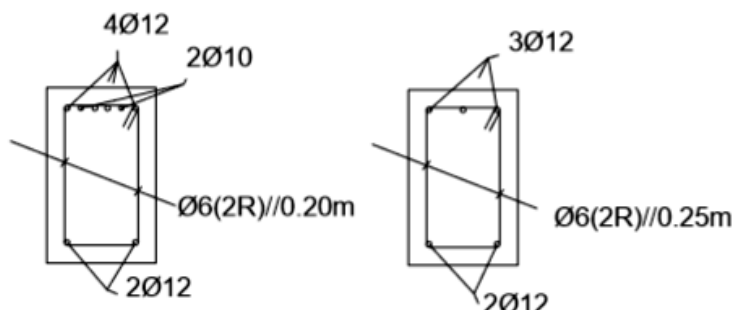


Fig. 5.7 – Secções transversais das vigas do Edifício 2. Da esquerda para a direita: Viga 2 e Viga 1.

5.3.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO

5.3.2.1. Cálculo de I_s

No cálculo dos pesos suportados pelos pisos deste edifício, para além do que já foi referido em 5.2.2.1, a única questão que merece comentário é o facto de o peso dos elementos estruturais vigas e pilares ser menor devido ao seu dimensionamento ser apenas baseado em cargas verticais, o que originou secções de betão mais reduzidas.

A análise pelo Método Japonês poderá novamente ser realizada apenas segundo a direção X, porque segundo Y os resultados serão exatamente os mesmos, visto que a planta da estrutura é duplamente simétrica. A tabela 5.10 mostra o cálculo dos pesos associados ao Edifícios 2.

Tabela 5.10 – Cálculo dos pesos suportados pelos pisos do Edifício 2.

Piso	Cqp (kN/m ²)	Área (m ²)	Massa (ton)	Peso (kN)	Σ Peso Lajes (kN)	Σ Peso Paredes Exteriores (kN)	Σ Peso Pilares (kN)	Σ Peso Vigas (kN)	Σ Peso Total (kN)
1	7.45	108.16	82.1	805.8	2417.4	546	121.5	450	3534.9
2	7.45	108.16	82.1	805.8	1611.6	273	60.8	300	2245.3
3	7.45	108.16	82.1	805.8	805.8	0	0	150	955.8

Obteve-se um valor médio de carga uniformemente distribuída nos pisos (incluindo pesos próprios de pilares e vigas) de 11 kN/m² e, assim, o valor de 12 kN/m² proposto pela norma japonesa revela-se uma aproximação razoável, sendo que no caso do Edifício 2 é uma aproximação menos boa do que no caso do Edifício 1, o que poderá indiciar que o valor proposto pela norma está calibrado para edifícios com dimensionamento sísmo resistente. Ainda que a aproximação não seja tão boa como em 5.2.2.1, o facto de a norma propor um valor de peso distribuído superior, implicaria um valor de resistência dos elementos verticais inferior, o que revela que a proposta é conservativa. A classificação dos pilares deste edifício é feita com base na tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Classificação dos pilares do Edifício 2.

Pilares	h_0 (m)	D (m)	h_0/D	Classificação	τ (Mpa)
300/300	2.5	0.3	8.33	C2	0.7

Uma vez que o dimensionamento apenas para cargas gravíticas originou secções de betão mais reduzidas, os valores de h_0/D resultam superiores aos do Edifício 1, originando pilares com menor capacidade de desenvolver tensões tangenciais elevadas em estado limite último (pilares tipo C2).

Para as paredes exteriores e interiores, as considerações são exatamente as mesmas que foram tomadas em 5.2.2.1. Surgem, assim, os resultados expostos na tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Cálculo de I_s de acordo com o nível 1 do Método Japonês, para o Edifício 2.

Piso	ϕ	C_c	C_{mar}	F	E_0	S_D	T	I_s
1	1.00	0.107	0.347	0.8	0.320	0.95	1.0	0.304
2	0.80	0.168	0.546	0.8	0.403			0.383
3	0.67	0.395	1.282	0.8	0.789			0.750

De reparar que para o Edifício 2 se obtêm valores de I_s inferiores aos do Edifício 1, o que tem lógica, uma vez que se espera um pior comportamento sísmico deste edifício, visto não ter dimensionamento sísmo resistente.

A incerteza em relação ao valor de F mantém-se nos mesmos termos discutidos em 5.2.2.1, no entanto neste caso não parece fazer sentido usar $F=1.0$, visto que se o edifício não teve qualquer tipo de dimensionamento sísmico, é irreal considerar o máximo valor de ductilidade admissível pelo método. Inclusivamente foi considerado para o Edifício 1 que o valor mais realista seria $F=0.8$ devido à rotura frágil das paredes de alvenaria, pelo que não resta outra alternativa que não seja considerar o mesmo para o Edifício 2. Assim, o valor de $F=0.8$, correspondente à mínima ductilidade possível de adotar pelo método, é o único valor lógico e foi o valor utilizado.

Quanto ao parâmetro β_c (relativamente ao qual existe também alguma incerteza), tomou-se novamente a variação de -10%, com o objetivo de avaliar a sua influência no resultado final do método. As tabelas correspondentes são apresentadas no anexo J.

Todos os critérios de regularidade em planta são exatamente aplicados da mesma forma que o foram no Edifício 1 (porque a estrutura em planta é exatamente igual), resultando assim $S_D=1$, tal como em 5.2.2.1. No entanto em altura a estrutura do Edifício 2 é irregular e, sendo assim, vai ser prejudicada em termos de comportamento sísmico através do parâmetro (i) referente ao fator corretivo S_D , que vem pontuado de 0.9 (como foi descrito em 4.3.5), o que implica um valor de S_D para o piso 1 de 0.95. Tendo este piso a maior irregularidade existente em todo o edifício, ele é considerado representativo da globalidade do mesmo e é assumido para toda a estrutura, de acordo com o descrito em 4.3.5.

Quanto a T, será assumido o valor de 1.0, uma vez que não há informação sobre a deterioração do edifício.

5.3.2.2. Cálculo de I_{s0}

A ação depende do período de vibração da estrutura, no entanto no Método Japonês (como aliás já foi referido) considera-se que independentemente do edifício avaliado o período de vibração do modo fundamental se encontra no tramo de máxima aceleração do espectro de resposta (figura 5.4), pelo que apenas o valor do coeficiente de comportamento (q) poderá ser alterado no cálculo de I_{s0} . No caso do presente edifício, após a análise modal feita na modelação 3D da estrutura com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000, concluiu-se que o período de vibração para o primeiro modo (modo de translação numa das direções principais) é de 1.32s (sem alvenarias) e 0.20s (com alvenarias).

O facto do presente edifício não ter dimensionamento sísmo resistente implica que o coeficiente de comportamento adotado não possa ser o mesmo do Edifício 1 e o valor de $q=1.5$ (admitido pelo EC8-1 para qualquer estrutura independentemente da sua regularidade) parece ser aceitável. Eventualmente o valor de 1.0, correspondente a uma não diminuição de esforços e, portanto, a uma consideração da ação linear e elástica também parece aceitável, porque a estrutura não foi pensada para resistir a ações horizontais, embora este possa ser um valor demasiado conservativo. Considerou-se ainda um terceiro valor de 2.0, que parece ser excessivo face ao tipo de dimensionamento da estrutura. De facto, o valor mais realista parece ser 1.5, visto que não é demasiado conservativo, nem procura explorar demasiado a capacidade de deformação da estrutura. Segundo o EC8-1 o valor que deve ser utilizado para as alvenarias corresponde a 1.5, sendo esta mais uma razão a favor da consideração de $q=1.5$.

Dependendo do valor assumido para q , resultam os seguintes valores de I_{s0} :

$$q = 1.0 \Rightarrow I_{s0} = 0.608;$$

$$q = 1.5 \Rightarrow I_{s0} = 0.405;$$

$$q = 2.0 \Rightarrow I_{s0} = 0.304.$$

5.4. EDIFÍCIO 1 SEM PAREDES DE ALVENARIA

Após a aplicação do Método Japonês aos edifícios já referidos, procurou-se perceber qual a influência das paredes de alvenaria na avaliação do índice estrutural (I_s) e, consequentemente, nos resultados. De realçar que os valores obtidos para o parâmetro C_{mar} em 5.2.2.1 e 5.3.2.1 (que refletem a influência das paredes de alvenaria na resistência do conjunto) foram bastante elevados, tendo sido inclusivamente superiores aos valores de C_c (que refletem a influência dos pilares na resistência do conjunto), o que é razoável, uma vez que para edifícios de pequeno porte presentes na zona de maior sismicidade do território português (que é exatamente o caso deste edifício) as alvenarias resistem a uma grande parte das ações sísmicas (Lopes, 2008).

Assim, foi feita uma avaliação a uma variante do Edifício 1 que corresponde ao mesmo edifício sem paredes de alvenaria, sendo que desta forma será possível concluir diretamente se o procedimento proposto é capaz de reconhecer como seguros edifícios cujos elementos verticais foram dimensionados à ação sísmica e penalizar os que não tiveram esse tipo de dimensionamento.

Para o cálculo dos pesos suportados pelos pisos deste edifício poderão ser utilizados os valores da tabela 5.4 com a coluna correspondente ao peso das alvenarias com valores nulos, pelo que surge assim a tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Cálculo dos valores dos pesos suportados pelos pisos do Edifício 1 sem paredes de alvenaria.

Piso	C _{qp} (kN/m ²)	Área (m ²)	Massa (ton)	Peso (kN)	Σ Peso Lajes (kN)	Σ Peso Paredes Exteriores (kN)	Σ Peso Pilares (kN)	Σ Peso Vigas (kN)	Σ Peso Total (kN)
1	7.45	108.16	82.1	805.8	2417.4	0.0	300	562.5	3279.9
2	7.45	108.16	82.1	805.8	1611.6	0.0	150	375	2136.6
3	7.45	108.16	82.1	805.8	805.8	0.0	0	187.5	993.3

A carga distribuída na laje com base nos valores da tabela anterior é de 10 kN/m², pelo que a sugestão de 12 kN/m² proposta pela norma japonesa implica algum erro do lado da segurança, porque originará valores de sub-índices de resistência (C) por defeito e, consequentemente, valores do índice sísmico (I_s) conservativos.

Nestes termos, o sub-índice de ductilidade (F) deverá ser considerado unitário, visto que não existem elementos que possam sofrer roturas frágeis resultando, assim, os valores da tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Cálculo de I_s, de acordo com o nível 1 do Método Japonês, para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.

Piso	φ	C _c	C _{mar}	F	E ₀	S _D	T	I _s
1	1.00	0.367	0.0	1.0	0.367	1.0	1.0	0.367
2	0.80	0.564	0.0	1.0	0.451			0.451
3	0.67	1.213	0.0	1.0	0.809			0.809

Os valores de I_s da tabela anterior são mais reduzidos do que os da tabela 5.6, porque no presente cenário apenas existem pilares a contribuir para a resistência (ao contrário do que foi analisado em 5.2.2.1 em que existiam pilares e paredes de alvenaria).

O cálculo do índice de solicitação sísmica (I_{s0}) é exatamente igual ao efetuado em 5.2.2.2 para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.

5.5. EDIFÍCIO 2 SEM PAREDES DE ALVENARIA

Assim como foi feita uma avaliação a uma variante do Edifício 1, foi também realizada uma análise a uma variante do Edifício 2, correspondendo igualmente à consideração do edifício sem paredes de alvenaria. Desta forma, o cálculo dos pesos suportados pelos pisos deste edifício segue a mesma linha dos anteriormente efetuados e será em tudo semelhante ao obtido na tabela 5.10, apenas com a particularidade de os pesos das paredes exteriores serem, naturalmente, nulos. Surge, assim, a tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Cálculo dos valores dos pesos suportados pelos pisos do Edifício 2 sem paredes de alvenaria.

Piso	C _{qp} (kN/m ²)	Área (m ²)	Massa (ton)	Peso (kN)	Σ Peso Lajes (kN)	Σ Peso Paredes Exteriores (kN)	Σ Peso Pilares (kN)	Σ Peso Vigas (kN)	Σ Peso Total (kN)
1	7.45	108.16	82.1	805.8	2417.4	0.0	121.5	450	2988.9
2	7.45	108.16	82.1	805.8	1611.6	0.0	60.8	300	1972.3
3	7.45	108.16	82.1	805.8	805.8	0.0	0	150	955.8

A carga distribuída na laje com base nos valores da tabela anterior é de 9 kN/m², o que implica novamente que a proposta de 12 kN/m² da norma japonesa não seja razoável, uma vez que origina um erro excessivamente conservativo. De notar que a proposta da norma japonesa se revelou bastante razoável nos quatro edifícios avaliados, uma vez que apenas originou resultados com erro apreciável para os edifícios sem alvenarias, sendo certo que em termos práticos não existirá nenhum edifício sem este tipo de elementos.

Pelas mesmas razões apresentadas em 5.4 o sub-índice de ductilidade (F) será considerado 1.0, dando origem aos valores da tabela 5.16.

Tabela 5.16 – Cálculo de I_s de acordo com o nível 1 do Método Japonês, para o Edifício 2 sem paredes de alvenaria.

Piso	ϕ	C _c	C _{mar}	F	E ₀	S _D	T	I _s
1	1.00	0.126	0.0	1.0	0.126	0.95	1.0	0.120
2	0.80	0.192	0.0	1.0	0.153			0.146
3	0.67	0.395	0.0	1.0	0.264			0.250

Pelos motivos apresentados em 5.4, os valores da tabela anterior são mais reduzidos do que os apresentados no âmbito da avaliação do Edifício 2 com paredes de alvenaria. De realçar que os valores dos sub-índices de resistência (C_c) da tabela anterior são cerca de 3 vezes mais reduzidos do que os da tabela 5.14, o que obviamente se deve ao facto do dimensionamento dos pilares do Edifício 2 ter sido baseado apenas em ações gravíticas, o que consequentemente origina valores de I_s aproximadamente 3 vezes inferiores aos da tabela 5.14. O fraco comportamento sísmico deste edifício é bem evidente não só pela comparação direta com os valores de I_s obtidos para um edifício com dimensionamento sísmo resistente (como o Edifício 1 sem alvenarias), mas também devido ao facto de os valores absolutos de I_s serem bastante baixos.

O cálculo do índice de solicitação sísmica (I_{s0}) é efetuado exatamente da mesma forma descrita para o Edifício 2 com paredes de alvenaria em 5.3.2.2.

5.6. CONCLUSÕES

A aplicação do Método Japonês aos casos apresentados tem como objetivo principal averiguar se o método é capaz de reconhecer como seguros os edifícios dimensionados à ação sísmica e de classificar

como inseguros os que efetivamente não apresentem segurança, independentemente do tipo de dimensionamento efetuado. Apresentam-se, assim, os valores obtidos para os parâmetros I_s e I_{s0} e a tomada de decisão relativamente à segurança dos edifícios avaliados.

5.6.1. EDIFÍCIO 1 COM PAREDES DE ALVENARIA

Na tabela 5.17, é apresentada a tomada de decisão para o Edifício 1 baseada nos valores fundamentais do método. Os valores apresentados dizem respeito a $q=3.0$ e $F_c=13.33$ Mpa, que já foram discutidos em 5.2.2.1 e 5.2.2.2 como sendo os valores mais credíveis a utilizar. De relembrar também que o valor do sub-índice de ductilidade (F) utilizado foi 0.8, uma vez que a rotura das paredes de alvenaria é do tipo frágil.

Tabela 5.17 – Tomada de decisão para o Edifício 1.

Piso	I_s	I_{s0}	Tomada de decisão
1	0.382	0.203	Verifica segurança
2	0.485	0.203	Verifica segurança
3	0.981	0.203	Verifica segurança

Facilmente se percebe que a segurança é cumprida com margem de conforto bastante elevada, obtendo-se para o piso crítico $I_s > 1.85I_{s0}$. O piso com pior comportamento sísmico será o primeiro, uma vez que suporta mais peso e, portanto, apresenta muito menor valor dos sub-índices C e um valor de F igual ao dos restantes. Não seria expectável uma conclusão diferente desta, visto que o edifício foi dimensionado à ação sísmica de acordo com o EC8 e sabe-se que é recente, pelo que não terá problemas de deterioração dos materiais.

Na figura 5.8, apresenta-se um gráfico de comparação direta de I_s e I_{s0} , particularmente útil na utilização da folha de cálculo efetuada no âmbito deste trabalho, com o intuito de tornar a tomada de decisão sobre a segurança um processo automático.

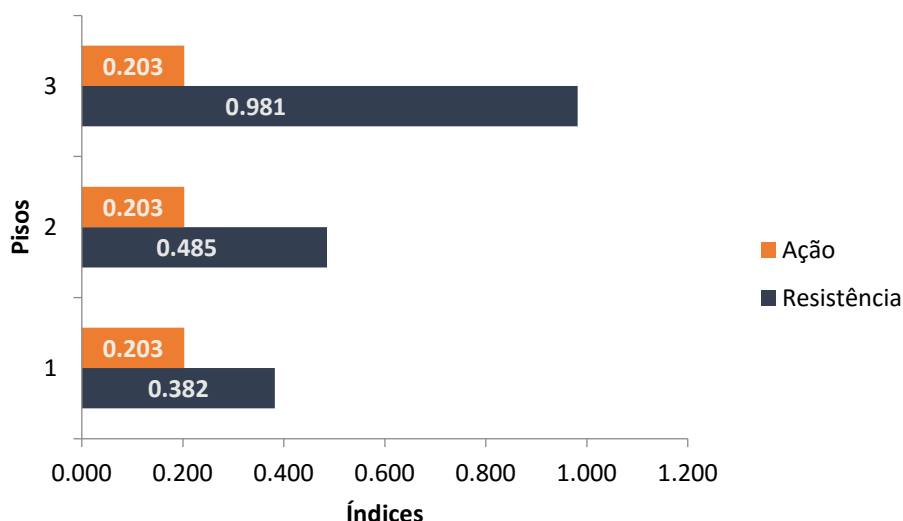


Fig. 5.8 – Valores de ação (I_{s0}) e resistência (I_s) para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.

5.6.2. EDIFÍCIO 2 COM PAREDES DE ALVENARIA

A síntese de aplicação do método para o Edifício 2 é apresentada na tabela 5.18, com valores de $q=1.5$ e $F_c=13.33$ MPa, que já foram discutidos em 5.2.2.1 e 5.2.2.2. Interessa também discutir os valores obtidos para $q=2.0$ (que parece ser um valor pouco conservativo perante um edifício sem dimensionamento sismo resistente), juntamente com dois valores diferentes para a resistência à compressão do betão: i) $F_c=13.33$ MPa e ii) $F_c=12.00$ MPa (o que equivale à redução de 10% referida anteriormente). Estas comparações e discussões serão realizadas no anexo J, visto não serem de primordial importância para o objetivo proposto. O valor do sub-índice de ductilidade (F) utilizado foi de 0.8, visto que a rotura das paredes de alvenaria é do tipo frágil. A tomada de decisão é apresentada na tabela 5.18.

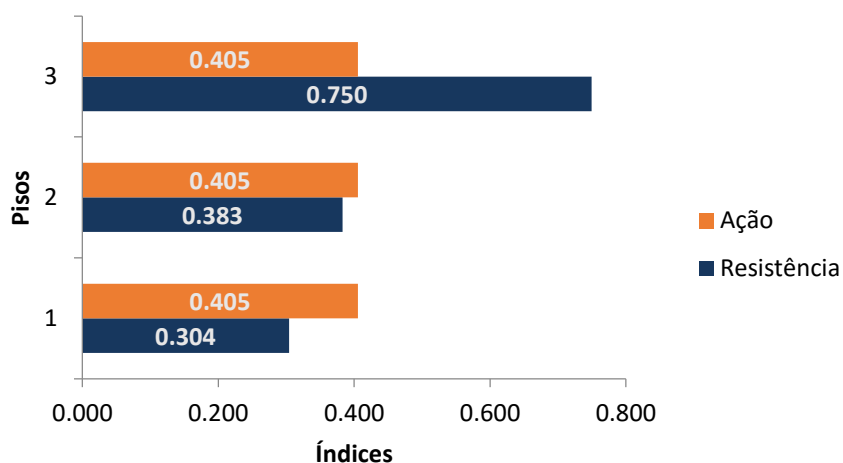
Tabela 5.18 – Tomada de decisão para o Edifício 2.

Piso	I_s	I_{s0}	Tomada de decisão
1	0.304	0.405	Não verifica segurança
2	0.383	0.405	Não verifica segurança
3	0.750	0.405	Verifica segurança

Tal como esperado não há cumprimento da segurança neste edifício, uma vez que os pisos 1 e 2 evidenciam mau comportamento devido ao facto de terem sub-índices C reduzidos, tornando-os demasiado vulneráveis à ação sísmica para serem classificados como seguros. Esta é uma das grandes vantagens do Método Japonês: é possível identificar os pisos críticos.

De notar que o facto do piso 1 ser mais alto que os restantes (e, portanto, poder ter comportamento de piso fraco devido à sua maior flexibilidade) não está relacionado com a discrepância de valores de I_s entre pisos, porque o fator de irregularidade S_D é assumido igual para todos os pisos, prejudicando o comportamento de todo o edifício e não apenas de um piso em particular.

Na figura 5.9, é apresentado o gráfico respeitante aos valores de ação e resistência para o edifício em avaliação.

Fig. 5.9 – Valores de ação (I_{s0}) e resistência (I_s) para o Edifício 2 com paredes de alvenaria.

5.6.3. EDIFÍCIO 1 SEM PAREDES DE ALVENARIA

Os valores utilizados para as variáveis q e F_c seguem a linha de raciocínio apresentada em 5.4, pelo que q foi tomado como 3.0 e F_c é considerado igual a 13.33 MPa. O sub-índice de ductilidade (F) do conjunto foi considerado unitário, visto que no presente edifício os únicos elementos verticais existentes são pilares, o que à luz do Método Japonês corresponderá a roturas do tipo dúctil. Tendo em conta estes valores foram obtidos os resultados da tabela 5.19.

Tabela 5.19 – Tomada de decisão para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.

Piso	I_s	I_{s0}	Tomada de decisão
1	0.367	0.203	Verifica segurança
2	0.451	0.203	Verifica segurança
3	0.809	0.203	Verifica segurança

Observando os valores da tabela, conclui-se que existe segurança nos três pisos do edifício e, consequentemente, no edifício como um todo. O coeficiente de segurança (I_s/I_{s0}) para o primeiro piso (piso com o pior comportamento sísmico do edifício) é de aproximadamente 1.80, o que reflete a margem de conforto da tomada de decisão. De notar que em relação ao mesmo edifício sem as paredes de alvenaria (discutido em 5.6.1) o valor do rácio I_s/I_{s0} diminuiu ligeiramente, o que é razoável uma vez que as paredes de alvenaria conferem resistência adicional ao conjunto, embora impliquem a consideração de um sub-índice de ductilidade (F) menor. Conclui-se, portanto, que o acréscimo de contribuição para a resistência dado pelas paredes de alvenaria é superior ao prejuízo motivado pela utilização de um valor de F inferior.

Na figura 5.10 é apresentado o gráfico respeitante aos valores de I_s e I_{s0} para o edifício em avaliação.

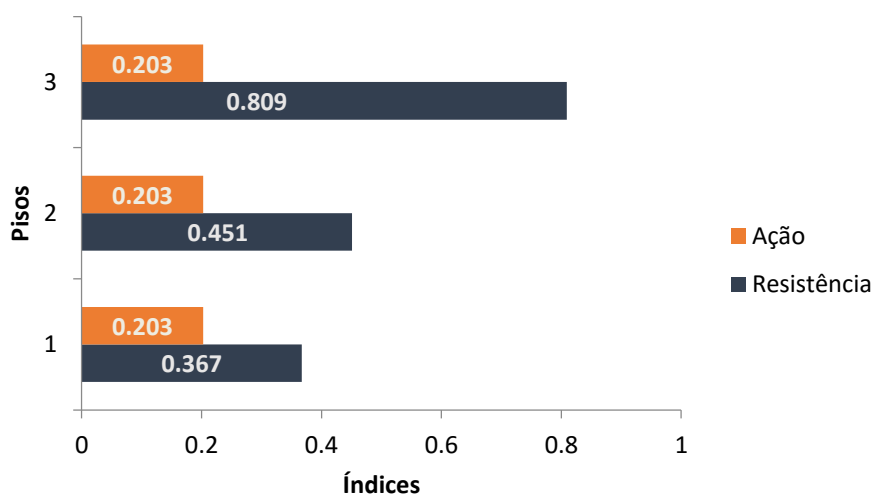


Fig. 5.10 – Valores de ação (I_{s0}) e resistência (I_s) para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.

5.6.4. EDIFÍCIO 2 SEM PAREDES DE ALVENARIA

No presente cenário as variáveis q e F_c assumiram os valores discutidos em 5.5, isto é, $q=1.5$ e $F_c=13.33$ MPa. Além disso, tomou-se para o sub-índice de ductilidade (F) o valor de 1.0, uma vez que

não existe qualquer elemento vertical com possibilidade de rotura do tipo frágil segundo o Método Japonês. Assim, a tabela 5.20 sintetiza os resultados e contém os dados fundamentais para a tomada de decisão.

Tabela 5.20 – Tomada de decisão para o Edifício 2 sem paredes de alvenaria.

Piso	I_s	I_{s0}	Tomada de decisão
1	0.120	0.405	Não verifica segurança
2	0.146	0.405	Não verifica segurança
3	0.250	0.405	Não verifica segurança

A tabela anterior evidencia claramente o incumprimento da segurança neste edifício em todos os pisos. De facto, os valores de I_s são muito reduzidos, sendo que para o piso 3 (piso com o melhor comportamento sísmico do conjunto) o valor de I_s representa 62% de I_{s0} , o que significa que na melhor das hipóteses existe um coeficiente de segurança de 0.62. O gráfico da figura 5.11 exhibe perfeitamente esta discrepância.

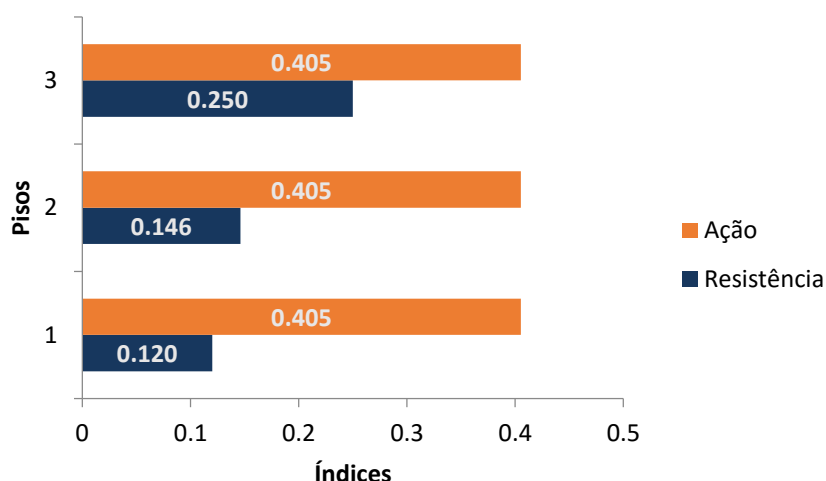


Fig. 5.11 – Valores de ação (I_{s0}) e resistência (I_s) para o Edifício 2 sem paredes de alvenaria.

5.6.5. COMPARAÇÕES ENTRE OS EDIFÍCIOS 1 E 2

5.6.5.1. Com alvenarias

Explorando a vantagem do Método Japonês permitir a possibilidade de identificação da origem do problema da vulnerabilidade dos edifícios já anteriormente mencionada, poderá fazer-se um exercício de tentativa de melhoramento do comportamento sísmico do Edifício 2 e o método sugere imediatamente uma possibilidade de intervenção: apostar, sobretudo, no reforço dos elementos verticais dos pisos 1 e 2, uma vez que estes obtiveram valores de I_s inferiores a I_{s0} . Será também interessante fazer uma comparação entre os resultados da aplicação do método para o Edifício 1 e para o Edifício 2, sobretudo no que se refere aos pisos mais vulneráveis identificados. Para o efeito, observe-se a tabela 5.21.

Tabela 5.21 – Comparação de valores de C para Edifícios 1 e 2.

	Edifício 1		Edifício 2		$\frac{C_c \text{ Edifício 1}}{C_c \text{ Edifício 2}}$	$\frac{C_{mar} \text{ Edifício 1}}{C_{mar} \text{ Edifício 2}}$
	C_c	C_{mar}	C_c	C_{mar}		
1	0.315	0.320	0.107	0.347	2.94	0.92
2	0.500	0.508	0.168	0.546	2.98	0.92
3	1.213	1.233	0.395	1.282	3.07	0.95

Para os sub-índices C existem claramente duas questões de salientar: i) os valores associados aos pilares (C_c) do Edifício 1 são muito superiores aos do Edifício 2, sendo $\frac{C_c \text{ Edifício 1}}{C_c \text{ Edifício 2}} \approx 3.0$ e ii) os valores associados às paredes de alvenaria (C_{mar}) dos dois edifícios são muito semelhantes, tendo-se obtido $\frac{C_{mar} \text{ Edifício 1}}{C_{mar} \text{ Edifício 2}} \approx 1.0$.

A justificação do item i) passa pelo facto dos pilares do Edifício 1 terem áreas de secções transversais bastante superiores às do Edifício 2, fruto do dimensionamento sísmico resistente que esteve na origem. Essa maior dimensão proporciona maiores valores de C_c , o que para o mesmo valor de F, originará maiores valores de I_s .

Quanto ao item ii), compreende-se que os valores sejam bastante próximos nos dois edifícios, porque as paredes de alvenaria são exatamente as mesmas a todos os níveis. A única questão que faz o sub-índice C_{mar} variar ligeiramente é a diferença dos pesos suportados pelos pisos, uma vez que no Edifício 2 as secções transversais de pilares e vigas são menores, o que praticamente não afeta o peso total suportado pelos pisos. Não obstante, os valores de C_{mar} para o Edifício 2 são ligeiramente superiores.

Analisando esta tabela e complementando com a informação da figura 5.9 (que evidencia que os pisos 1 e 2 não verificam a segurança), é perceptível a necessidade de aumentar os valores de C_c para os pisos em défice no Edifício 2, com o intuito de cumprir a segurança em todos os pisos. Ora, esse objetivo só é possível aumentando as dimensões das secções transversais dos pilares do edifício. Assim, uma importante conclusão a tirar é que à luz do Método Japonês o facto de um determinado edifício ter dimensionamento sísmico resistente vem refletido nas dimensões das secções transversais dos seus elementos verticais, mas não diretamente na armadura dos mesmos, visto ela não ser abordada em qualquer parte do procedimento de nível 1. Assim, caso o Edifício 2 tivesse sido dimensionado à ação sísmica, a quantidade de armadura transversal naturalmente iria aumentar (devido às exigências de ductilidade), o que implicaria também um aumento nas secções de betão dos pilares (com o intuito de não existirem percentagens de armadura demasiado pesadas). Desta forma, o método reconheceria a segurança em todos os pisos e para as direções principais do Edifício 2.

5.6.5.2. Sem alvenarias

Será de novo efetuada uma análise aos sub-índices de resistência (C) com o objetivo de comparar diretamente os valores obtidos para os edifícios 1 e 2. Para o efeito, observe-se a tabela 5.22.

Tabela 5.22 – Comparação de valores de C para Edifícios 1 e 2 sem paredes de alvenaria.

	Edifício 1 sem alvenarias	Edifício 2 sem alvenarias	
	C_c	C_c	$\frac{C_c \text{ Edifício 1}}{C_c \text{ Edifício 2}}$
1	0.367	0.126	2.90
2	0.564	0.192	2.94
3	1.213	0.395	3.07

De notar que a discrepância entre os sub-índices de resistência de pilares (C_c) entre os edifícios sem alvenarias é muito grande, rondando valores três vezes superiores para o Edifício 1 (valores semelhantes aos já apresentados para os edifícios com alvenarias). Assim, como os valores de C_c são muito reduzidos, o Edifício 2 terá um fraco desempenho sísmico, pelo que a solução passaria pelo reforço de todos os seus elementos verticais de acordo com os critérios de dimensionamento sismo resistente. Desta forma, o Método Japonês reconheceria a segurança do edifício, uma vez que as dimensões dos seus elementos verticais resistentes seriam obrigatoriamente superiores.

5.6.6. COMPARAÇÕES ENTRE EDIFÍCIOS 1

O interesse da consideração do Edifício 1 incluindo a influência das paredes de alvenaria e uma variante do mesmo edifício sem paredes era o de poder verificar se o Método Japonês é capaz de reconhecer edifícios com dimensionamento sismo resistente sobretudo no caso de apenas ser considerada a estrutura principal (vigas e pilares), uma vez que o seu dimensionamento foi efetuado com base no EC8, pressupondo que as paredes em ELU já não contribuem para a resposta.

Conclui-se que o método é capaz de reconhecer a segurança deste edifício apenas considerando elementos da sua estrutura principal e que, considerando também os elementos de alvenaria não existirão problemas adicionais, pelo que a segurança é também verificada.

5.6.7. COMPARAÇÕES ENTRE EDIFÍCIOS 2

Para o Edifício 2 o objetivo da aplicação do Método Japonês passou por averiguar a sua capacidade de reconhecer edifícios não dimensionados para ação sísmica e perceber qual a influência das paredes de alvenaria na tomada de decisão sobre a segurança.

A grande diferença do Edifício 2 sem alvenarias em relação ao Edifício 2 com alvenarias é que, não havendo o forte contributo para a resistência dado por estes elementos, o desempenho sísmico do edifício (avaliado por I_s) resulta muito fraco. De facto, os valores de I_s do Edifício 2 sem paredes de alvenaria são cerca de três vezes inferiores aos do edifício com as alvenarias, o que evidencia a importância destes elementos no contributo para o comportamento sísmico dos edifícios (sobretudo os de baixo a médio porte).

Conclui-se que o método reconhece a falta de desempenho adequado do edifício sem a consideração das alvenarias, o que era esperado uma vez que a estrutura principal foi dimensionada apenas para

cargas gravíticas. Aliás, mesmo com as paredes de alvenaria o veredito do Método Japonês é de que não existe segurança, apesar do desempenho sísmico do edifício ter aumentado consideravelmente.

6.

Modelação dos edifícios para a análise não linear

6.1. PREÂMBULO

Este capítulo tem o intuito de apresentar as estratégias de modelação seleccionadas para avaliar o comportamento dos edifícios com análises não lineares. Os modelos desenvolvidos no âmbito do presente trabalho visaram o maior realismo possível na análise de estruturas incluindo modelação tridimensional, análise dinâmica não linear com a modelação das paredes de alvenaria de fachada, com vista à fundamentação dos resultados do método simplificado descrito no capítulo 4 e aplicado no 5. Para a validação deste tipo de metodologias é importante uma análise robusta e consistente que permita a consciencialização dos pontos fortes e fracos dos vários procedimentos simplificados.

Para a execução do modelo não linear desenvolvido foi, numa primeira fase, necessária a realização de modelos lineares de ambos os edifícios em estudo, com e sem as alvenarias de fachada. Assim, foi utilizado o programa de cálculo automático SAP2000 para a realização de um modelo linear 3D, que permitisse a realização de uma análise modal para avaliação dos períodos (ou frequências) de vibração da estrutura, a avaliação de reações, a observação da deformada e o cálculo de esforços com o objetivo de comparar com os modelos realizados no programa sem interface gráfica (mais difícil de controlar) selecionado para a análise não linear dinâmica, o *OpenSees*.

Numa segunda fase, procedeu-se à modelação em *OpenSees*, realizando os modelos lineares dos edifícios com e sem alvenarias para comparação direta dos pontos referidos no parágrafo anterior e, uma vez confirmados esses valores e validados os modelos, os edifícios foram modelados tendo em consideração o comportamento não linear à flexão de pilares e vigas, bem como o comportamento não linear à compressão das alvenarias no plano. Uma vez efetuados os modelos não lineares com e sem alvenarias para os edifícios 1 e 2, foi possível comparar resultados das análises modais e dos carregamentos verticais para combinações sísmicas, concluindo existir consonância entre os valores da modelação em SAP2000 e em *OpenSees*.

6.2. DESCRIÇÃO DO MODELO *OPENSEES*

6.2.1. MATERIAIS, APOIOS, MASSAS E AÇÕES GRAVÍTICAS

Os materiais utilizados foram já referidos no capítulo 4 e resultaram do edifício estudado no âmbito de outra dissertação, sendo que o betão corresponde ao C20/25 ($f_{ck}=20$ MPa e $E_c=30$ GPa) e o aço ao A500 ($f_{yk}=500$ MPa e $E_s=200$ GPa) do EC2-1. Ainda de acordo com o EC2-1, o valor do coeficiente

de Poisson (ν) foi tomado como 0.2, resultando assim um valor de módulo de distorção (G) de 12.5 GPa.

Os apoios foram modelados com encastramentos, admitindo-se que a rigidez das fundações é suficiente para não permitir quaisquer translações e rotações na base dos edifícios, sendo que embora não correspondendo à verdade absoluta, esta consideração considera-se perfeitamente razoável no âmbito dos objetivos do trabalho e da modelação efetuada.

Quanto ao carregamento vertical, foi realizada a combinação quase permanente das ações descritas no capítulo 5 e foram obtidos para as vigas interiores valores de $P_{cqp}=18.6$ kN/m e para as exteriores $P_{cqp}=18.3$ kN/m (onde P_{cqp} é a carga uniformemente distribuída nas vigas para a combinação quase permanente de ações). Estes valores não variam entre os edifícios avaliados, uma vez que a única diferença do Edifício 1 para o Edifício 2 em termos de cargas verticais é o peso próprio das vigas cujas secções variam de 10 cm, o que é desprezável em termos de peso (facto confirmado na modelação em SAP2000).

De acordo com os valores apresentados em 5.2.2.1 e em 5.3.2.1 para os edifícios analisados, chegou-se aos valores de massas e inércias polares dos pisos constantes na tabela 6.1:

Tabela 6.1 – Valores de massa e inércia polar dos pisos dos edifícios estudados.

	Piso	Massa (ton)	Inércia Polar (ton.m ²)
Edifício 1	1	144.4	745.3
	2	144.4	745.3
	3	123.0	745.3
Edifício 2	1	131.5	745.3
	2	131.5	745.3
	3	114.6	745.3

De notar que as referidas massas correspondem às que são ativadas durante a vibração da estrutura, sendo, portanto, diferentes das calculadas em 5.2.2.1 e em 5.3.2.1, que eram massas suportadas pelo piso em avaliação (segundo o Método Japonês). O Edifício 2 tem massas inferiores às do 1, uma vez que os elementos têm dimensões de secções transversais menores. Estas massas da tabela foram assembladas ao nó do centro de massa, que corresponde ao ponto central da planta dos pisos dos edifícios avaliados (figuras 5.1 e 5.5).

A modelação incluiu a consideração de um diafragma rígido por piso, o que é perfeitamente aceitável, uma vez que a laje de betão pode ser considerada rígida no seu plano, o que corresponde a considerar um modelo de 3 graus de liberdade por piso, em que são consideradas duas translações (referentes aos pisos e nas direções principais do edifício em questão) e ainda uma rotação (semelhante à de um corpo rígido em torno do seu centro instantâneo de rotação - o centro de rigidez - que em todos os pisos dos dois edifícios coincide com o centro de massa).

6.2.2. TIPOS DE BARRAS

6.2.2.1. Vigas e pilares

Os elementos das vigas e pilares dos dois edifícios foram modelados de acordo com a figura 6.1.

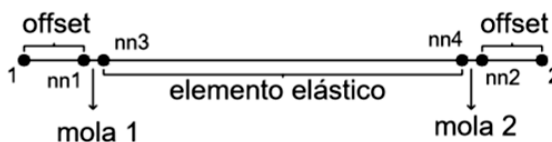


Fig. 6.1 – Representação esquemática das barras de vigas e pilares modeladas.

Numa primeira fase são criados os nós inicial e final (nós 1 e 2 da figura, respetivamente) e de seguida foram criados dois novos nós aos quais se chamou nn1 e nn2 para poder simular a existência das regiões de descontinuidade na interseção de elementos. Este novos nós consistem num offset das barras que originalmente concorriam nos nós 1 e 2, reduzindo assim o seu vão. A figura 6.2 ajuda a perceber espacialmente o que acaba de ser referido e a 6.3 refere-se a uma vista bidimensional.

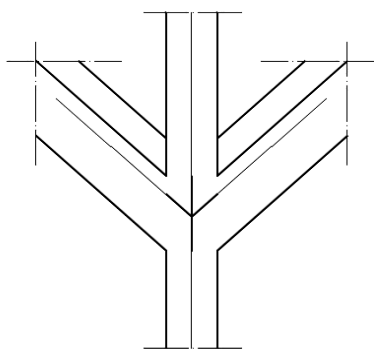


Fig. 6.2 – Representação 3D da região de um nó e respetivos offsets.

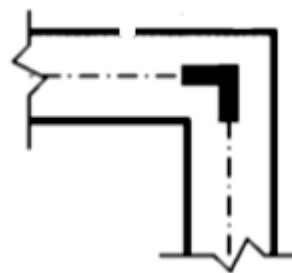


Fig. 6.3 – Representação 2D da região de um nó e respetivos offsets (Mondal et al., 2008).

Estes elementos de offset são considerados de rigidez axial e à flexão infinitas, pelo que são modelados recorrendo a elementos elásticos com áreas e inércias muito elevadas, de maneira a que possam ser consideradas infinitas quando comparadas com as propriedades dos outros elementos.

Posteriormente, foram criados os nós nn3 e nn4 que têm exatamente as mesmas coordenadas de nn1 e nn2, com o objetivo de criar um elemento sem comprimento para a modelação de elementos de mola com leis momento-rotação para o seu comportamento à flexão. De notar que o comportamento não linear apenas foi modelado para as extremidades das barras, uma vez que perante ações sísmicas (horizontais) combinadas com a carga vertical presente (combinação quase permanente), o diagrama de momentos fletores terá os máximos nas extremidades dos elementos, enquanto na zona central é de esperar que esses esforços não sejam suficientemente elevados para a peça entrar em regime não linear. Entre os nós nn3 e nn4 surgem os elementos lineares, tomando-se apenas uma redução da rigidez elástica do betão ($E_c I_g$) nas zonas intermédias através da aplicação dos coeficientes da tabela 6.2. Assim, o modelo considerado tem a designação de modelo de plasticidade concentrada, com os elementos lineares ligados em série aos elementos não lineares (representados por molas, onde se concentra a não linearidade material). A outra opção passaria pela modelação dos elementos em fibras,

existindo assim a possibilidade de incluir interação entre esforços, sendo no entanto difícil modelar a curva de degradação correspondente ao colapso e havendo mais dificuldades de convergência. Além disso, o modelo de plasticidade concentrada tem a vantagem de permitir um bom controlo da resposta das secções, uma vez que as curvas momento-rotação são modeladas e impostas aos elementos. Assim, considerou-se esta estratégia preferível em relação à modelação recorrendo a fibras, devido ao maior controlo sobre toda a resposta (Lucchini et al., 2015).

De referir que o comportamento não linear nas vigas foi apenas modelado para flexão no plano, sendo que as lajes impedirão que exista flexão na direção de menor inércia. Já nos pilares, este comportamento foi considerado nos dois planos correspondentes à maior e menor inércias.

Tabela 6.2 – Valores de rigidez elástica a adotar para elementos de betão armado (Com base em EPPO, 2013).

Elemento estrutural	Valores da rigidez
Pilares de periferia	$0.6E_c I_g$
Pilares internos	$0.8E_c I_g$
Vigas	$0.4E_c I_g$

A razão da consideração das reduções de rigidez referidas na tabela 6.2 prende-se com o facto de não ser razoável a consideração do módulo de deformabilidade do betão aos 28 dias, porque existe um conjunto vasto de fenómenos que originarão a fissuração do material a prazo e que, consequentemente, provocarão uma redução significativa de rigidez que terá influência na análise da estrutura. Estes fenómenos poderão ser fluência, retração, ciclos Inverno/Verão traduzidos em fortes variações de temperatura, abalos premonitórios antes do sismo principal, a natural deterioração das qualidades dos materiais com o tempo e os próprios ciclos de carregamento.

Adicionalmente à aplicação destes coeficientes, foi necessário recorrer a uma modificação da rigidez dos elementos elásticos para tomar em consideração os graus de liberdade de rotação das molas, que perfazem um modelo de barra do tipo mola - elemento elástico - mola (Ibarra e Krawinkler, 2005). De referir, de novo, que cada mola tem um grau de liberdade que corresponde à flexão no plano do elemento. Atente-se nas figuras 6.4 e 6.5, que procuram ilustrar a adição dos graus de liberdade referidos:



Fig. 6.4 – Elemento de barra comum (Adaptado de Zareian e Medina, 2009).



Fig. 6.5 – Elemento de barra equivalente com molas nas extremidades (Adaptado de Zareian e Medina, 2009).

Assim, o procedimento passou por afetar a rigidez elástica de flexão segundo os dois eixos principais dos elementos do fator $(n+1)/n$, em que n poderá ser tomado como 10 (Ibarra e Krawinkler, 2005), concluindo-se que o facto de serem adicionados dois graus de liberdade de rotação nas extremidades dos elementos conferirá um aumento de 10% da sua rigidez elástica.

6.2.2.2. Alvenarias

Com o intuito de modelar a influência das paredes de alvenaria no comportamento estrutural dos edifícios avaliados, observe-se as figuras 6.6 e 6.7 que permitirão uma melhor interpretação do comportamento das paredes de alvenaria.

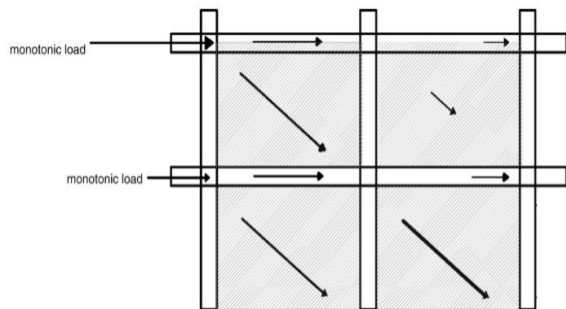


Fig. 6.6 – Representação esquemática da distribuição de forças nas alvenarias (Adaptado de D'Ayala et al., 2009)

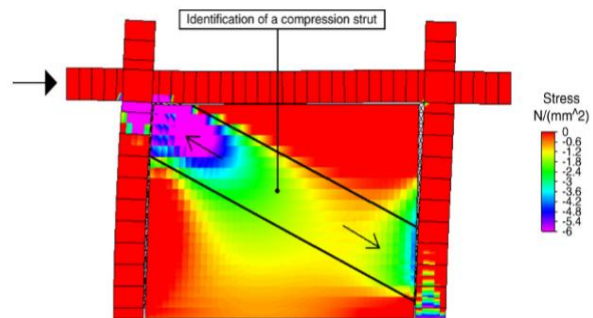


Fig. 6.7 – Distribuição de tensões na rotura das alvenarias (Adaptado de D'Ayala et al., 2009)

De notar que as cargas equivalentes à ação sísmica aplicadas ao nível de cada piso são transferidas através das paredes de alvenaria com uma dada inclinação. Pela análise de um modelo de elementos finitos (figura 6.7), mostra-se a concentração de tensões e é possível identificar claramente a zona de compressão que define uma escora. O caminho das cargas que atravessam as alvenarias é definido por este modelo de escoras e tirantes muito simples e que permite tirar uma conclusão muito importante: o comportamento no plano e influência das paredes de alvenaria pode ser simulado através de bielas diagonais equivalentes (Pires, 1990). Esta é a base de vários métodos utilizados para definir o módulo de deformabilidade e a área de uma escora que defina a concentração de tensões nas paredes resultante das cargas transmitidas à estrutura reticulada e, com isso, conseguir simular o seu comportamento em modelos simplificados de análise (figura 6.8).

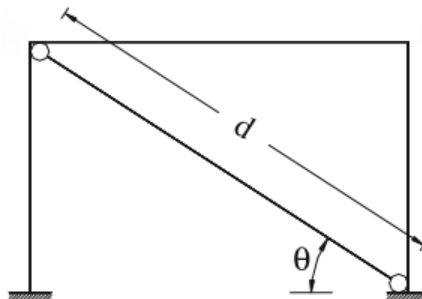


Fig. 6.8 – Modelo simplificado que representa o comportamento das alvenarias (Adaptado de Campione et al., 2014)

De notar que o facto de existir carga vertical associada à ação horizontal agrava o efeito referido, uma vez que, de acordo com a figura 6.9, a largura da escora aumenta com a presença de carga vertical. Na modelação de estruturas num programa de cálculo existe a possibilidade de simular a largura da escora recorrendo a várias escoras paralelas, sendo estes conhecidos como modelos de múltiplas escoras. Syrmakezis e Vratsanou recorreram a um modelo de cinco escoras paralelas em cada diagonal e concluíram que as zonas de contacto entre as paredes e o pórtico têm um efeito significativo na distribuição de momentos na estrutura reticulada (Asteris, 2011). Este tipo de modelação tem também a vantagem de conseguir captar concentrações de tensões nas zonas dos nós viga pilar, tendo a desvantagem da complexidade ser mais elevada em relação ao modelos de uma escora.

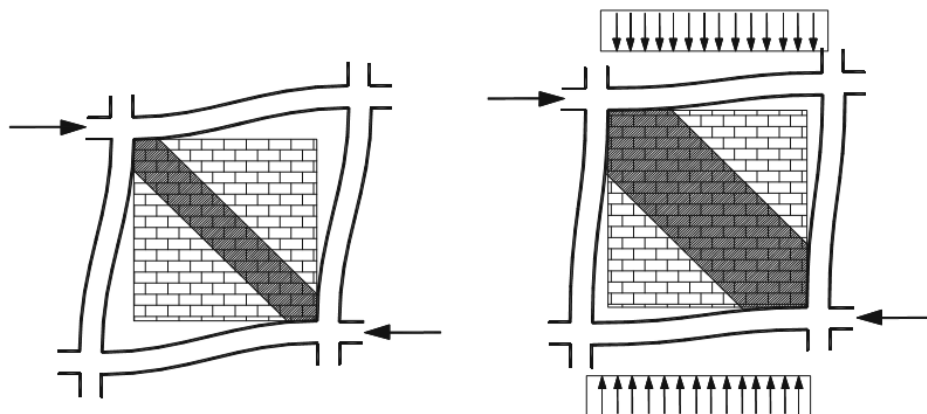


Fig. 6.9 – Variação da interação pórtico versus paredes devido às ações verticais (Adaptado de Campione et al. 2014)

Uma vez discutida a possibilidade de modelação do comportamento das paredes de alvenaria com o recurso a escoras, será exposto o procedimento de modelação destes elementos no âmbito do presente trabalho. A opção passou pela modelação de apenas uma escora, não simulando a largura das compressões visível nas figuras 6.7 e 6.9. As escoras dos dois edifícios foram modeladas de acordo com a figura 6.10.

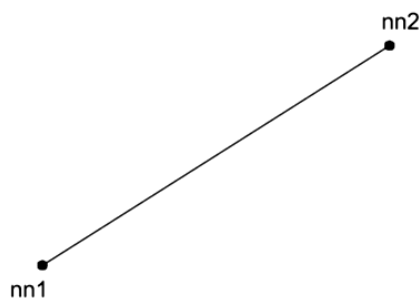


Fig. 6.10 – Representação esquemática da barra das escoras modeladas.

Os nn1 e nn2 da figura 6.9 correspondem aos já referidos em 6.2.2.1 e foram criados com o objetivo de realizar os offsets nos pilares. Assim, na modelação realizada no âmbito deste trabalho os elementos das escoras são simulados apenas recorrendo a dois nós que representam os offsets dos pilares (conforme representado na figura 6.11).

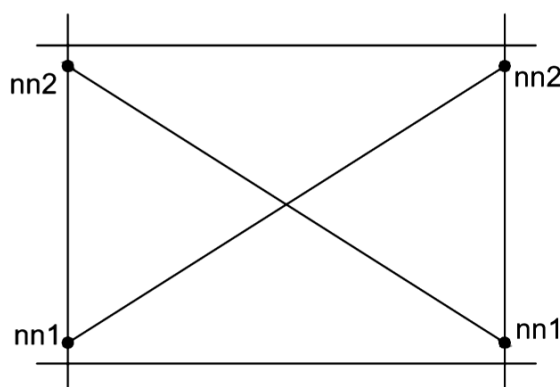


Fig. 6.11 – Representação esquemática de um painel de pórtico tipo e correspondentes nós de ligação das escoras.

6.2.3. ELEMENTOS DE MOLA

Foi assumido que as molas onde se concentra a plasticidade do modelo seguem uma lei momento-rotação trilinear, de acordo com a figura 6.12. Estas leis serão válidas para o comportamento à flexão de acordo com o referido em 6.2.2.1. e são caracterizadas por uma resposta em regime elástico até à cedência (que ocorre para valores de momento M_y e rotação θ_y), sofrendo um endurecimento moderado (que se traduz num aumento da rotação e do momento até ser atingida a resistência à flexão de pico, dada por θ_c e M_u) e um troço de rigidez negativa até ao colapso (que na figura corresponde à rotação θ_a para um valor de momento nulo ou residual).

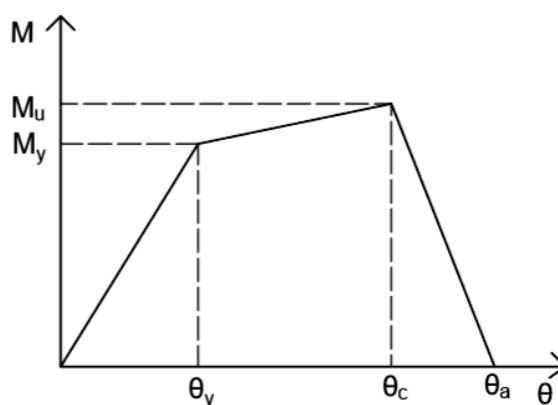


Fig. 6.12 – Diagrama trilinear de momento-rotação utilizado na modelação das secções das vigas e pilares.

Nas próximas secções serão expostos os pressupostos de cálculo, bem como as equações e comentários relativos às grandezas definidas na figura anterior com o objetivo de cada um desses termos ser avaliado de forma consistente. Para a definição completa da curva apresentada na figura 6.12 é necessário definir M_y , θ_y , M_u , $\theta_{cap,pl}$ e θ_{pc} , sendo que $\theta_{cap,pl}$ é o incremento de rotação sofrido pela secção desde θ_y até θ_c e θ_{pc} é o incremento de rotação sofrido pela secção desde θ_c até θ_a . Antes da apresentação e discussão destes termos, serão expostos dois conceitos fundamentais: o comprimento de corte do vão (em 6.2.3.1) e a curvatura de cedência (em 6.2.3.2).

6.2.3.1. Comprimento de corte do vão

As vigas e os pilares de edifícios com sistema estrutural em pórtico geralmente são elementos esbeltos, o que implica que os esforços de corte sejam relativamente reduzidos em comparação com os momentos fletores e, conseqüentemente, as deformações por flexão dominam o comportamento estrutural (Mpampatsikos, 2008). O fator que controla esta predominância é conhecido como rácio de corte do vão (do inglês *shear span ratio*) definido como L_s/h , onde L_s é definido como o comprimento de corte do vão (dado pela distância entre a extremidade do elemento e a secção de momento nulo e calculado pela Eq. (6.1)) e h é a altura da secção transversal. Quanto mais baixo o valor de L_s/h , maior será a importância dos esforços de corte em relação aos esforços de flexão, isto é, mais relevantes serão as tensões tangenciais em relação às tensões normais.

Para vigas e pilares de edifícios comuns, este quociente é elevado e por esse motivo (Mpampatsikos, 2008):

- os mecanismos de transferência de forças por flexão e corte podem ser desacoplados e considerados independentes, uma vez que praticamente atuam em série;
- a hipótese proposta por Navier-Bernoulli de que as secções se mantêm planas após o carregamento pode ser aplicada no cálculo das deformações dos elementos, sem grande prejuízo na precisão;
- o modelo de treliça de Mörsch-Ritter poderá ser utilizado no cálculo dos valores de corte resistentes.

De notar que o conceito de comprimento de corte do vão não tem robustez para vigas, uma vez que apenas é aplicável para uma distribuição linear do diagrama de momentos, o que não acontece nestes elementos devido à carga vertical. Este conceito pode inclusivamente não ser aplicável para todos os pilares, visto que implica a inversão do diagrama de momentos (Romão, 2012).

A rotação da corda (do inglês *chord rotation*) é definida pelo ângulo entre i) a corda que liga o centro de gravidade da secção de extremidade ao centro de gravidade da secção onde o momento se anula e ii) a tangente ao eixo do elemento na secção de extremidade (ver figura 6.13). Uma vez que o momento é proporcional à curvatura ϕ , a secção onde o momento se anula corresponde ao ponto de inflexão do elemento. Desta forma, cada elemento estrutural é idealizado com um vão L_s , o que vai de encontro aos ensaios realizados com o objetivo de encontrar expressões empíricas para o cálculo da rotação de cedência θ_y (Mpampatsikos, 2008).

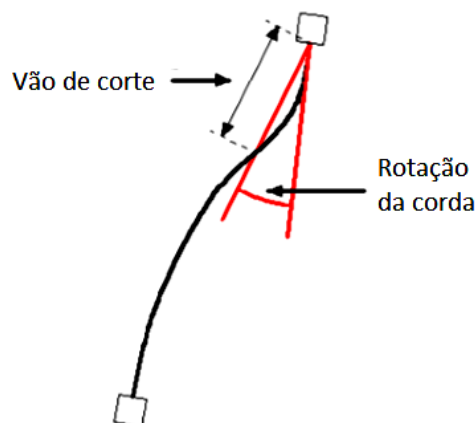


Fig. 6.13 – Conceito de rotação da corda (Adaptado de Mpampatsikos, 2008).

Assim, L_s vem definido pela Eq (6.1):

$$L_s = \frac{M}{V} \quad (6.1)$$

onde M e V são o momento fletor e o esforço de corte na extremidade de um determinado elemento.

A rotação da corda nas extremidades dos elementos é a medida de deformação mais importante para os elementos de betão armado, porque i) ao contrário das curvaturas, que são difíceis de medir experimentalmente, as deformações na extremidade do vão L_s podem ser medidas com rigor e ii) a maioria dos resultados experimentais publicados foram calibrados para o tipo de modelos referido (Mpampatsikos, 2008).

No modelo efetuado foi utilizado um valor aproximado de 0.5 para a grandeza L_s .

6.2.3.2. Cálculo de φ_y

A curvatura de cedência φ_y é um parâmetro fundamental no cálculo de M_y e θ_y e que pode ser avaliado por (i) uma abordagem teórica, (ii) expressões semi empíricas que, segundo Panagiotakos e Fardis (2001), foram sugeridas por M.J.N. Priestley e (iii) uma expressão empírica sugerida por D.E. Biskinis (2006). Assim, será feita uma abordagem a estes três métodos de avaliação de φ_y .

(i) Na abordagem teórica, os pressupostos base são os seguintes (Mpampatsikos, 2008):

- A hipótese de Navier-Bernoulli é aplicada e, portanto, a extensão ε será igual a φ_y ;
- O comportamento do betão é linear e elástico em compressão;
- O betão não funciona à tração, uma vez que é feita a consideração de que os pilares e as vigas já se encontram fendilhados devido aos ciclos de carregamento, retração ou deformações devido a temperatura. Assim, o diagrama momento-curvatura ($M-\varphi$) pode ser considerado linear até à cedência;
- O aço das armaduras tem comportamento linear em compressão e tração até à cedência;
- Boa aderência entre as armaduras e o betão, o que implica que exista compatibilidade de deformações entre os dois materiais ($\varepsilon_s = \varepsilon_c$).

A cedência numa secção de betão armado é comumente associada à cedência da armadura de tração, considerando o comportamento do betão comprimido como linear e elástico até à cedência. A verdade é que esta situação poderá não ocorrer no caso de cargas axiais elevadas, levando a que o betão comprimido tenha um forte comportamento não linear quando o aço tracionado entrar em cedência (Panagiotakos e Fardis, 2001).

A curvatura de cedência φ_y pode ser facilmente formulada em função das características da secção e das propriedades dos materiais e, assim, na hipótese das secções planas de Navier-Bernoulli surgem as expressões expostas de seguida.

No caso da cedência da secção ser condicionada pela cedência da armadura de tração, φ_y vem dado pela Eq. (6.2):

$$\varphi_y = \frac{f_y}{E_s \cdot (1 - k_y) \cdot d} \quad (6.2)$$

Por outro lado, se a cedência da secção se dever a um comportamento significativamente não linear do betão à compressão (o que ocorre para níveis de deformação $\varepsilon_c > 1.8 f_c / E_c$ na fibra de betão mais comprimida - valor definido após ensaios experimentais realizados por Panagiotakos e Fardis, 2001), φ_y será dado pela Eq. (6.3):

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{k_y \cdot d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \cdot k_y \cdot d} \quad (6.3)$$

onde f_y é a tensão de cedência do aço das armaduras, E_s é o módulo de deformabilidade do aço, d é a altura útil da secção, f_c é a resistência à compressão do betão e k_y é a profundidade da zona comprimida (normalizada em relação a d) definida pela Eq. (6.4):

$$k_y = (n^2 \cdot A^2 + 2nB)^{1/2} - nA \quad (6.4)$$

com $n=E_s/E_c$, sendo que A e B são definidos pelas Eqs. (6.5) ou (6.6) se a cedência for controlada pela armadura tracionada ou pelo betão comprimido, respetivamente.

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} \quad \text{e} \quad B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \rho_v \cdot (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} \quad (6.5)$$

ou

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{b \cdot d \cdot E_s \cdot \varepsilon_c} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{b \cdot d \cdot 1.8 n \cdot f_c} \quad \text{e} \quad B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \rho_v \cdot (1 + \delta') \quad (6.6)$$

onde ρ e ρ' são as taxas de armadura longitudinal de tração e compressão, respetivamente (ambas normalizadas a bd), ρ_v é a taxa de armadura transversal (também normalizada a bd), δ' é dado por d'/d em que d' é a distância desde a fibra de betão mais comprimida até ao centro de gravidade das armaduras de compressão, b é a largura comprimida da secção transversal e N é o esforço axial (positivo se de compressão).

O mais baixo valor obtido pelas Eqs. (6.5) e (6.6) é considerado como o correto valor de φ_y . Depois de avaliadas todas as grandezas definidas, é possível o cálculo de M_y (a abordar em 6.2.3.3).

(ii) Os resultados obtidos pelas expressões expostas em (i) foram comparados com valores experimentais de φ_y obtidos através de 296 ensaios de uma base de dados (Panagiotakos e Fardis, 2001) e revelaram que a curvatura de cedência é sensível sobretudo a dois parâmetros: a altura da secção (h) e a extensão das armaduras de tração (ε_{sy1}). Isto significa que outras grandezas como a quantidade de armadura longitudinal, a lei tensão-deformação do betão e a carga axial não têm influência significativa na avaliação de φ_y .

Neste sentido, é viável que existam propostas que procurem avaliar simplificadamente o cálculo de φ_y , negligenciando a contribuição dos efeitos menos importantes já referidos, surgindo, assim, as Eqs. (6.7) e (6.8) (Panagiotakos e Fardis, 2001):

$$\text{Para vigas: } \varphi_y = 1.7 \cdot \frac{\varepsilon_{sy1}}{h} = 1.7 \cdot \frac{f_y/E_s}{h} \quad (6.7)$$

$$\text{Para pilares: } \varphi_y = 2.12 \cdot \frac{\varepsilon_{sy1}}{h} = 2.12 \cdot \frac{f_y/E_s}{h} \quad (6.8)$$

(iii) Existe ainda a possibilidade de avaliação simplificada de ϕ_y através da Eq. (6.9), válida tanto para pilares como para vigas (Biskinis, 2006):

$$\phi_y = 1.75 \cdot \frac{\varepsilon_{sy1}}{h} = 1.75 \cdot \frac{f_y/E_s}{h} \quad (6.9)$$

A aplicação dos métodos simplificados (ii) e (iii) é muito útil quando não é necessária a avaliação do momento de cedência, porque poupa tempo de cálculo. No caso de a modelação envolver elementos de fibra em que a armadura é modelada diretamente no programa, estas expressões simples permitem a calibração dos modelos e comparação de resultados de forma mais eficaz.

No entanto, a abordagem teórica referida em (i) é considerada mais rigorosa comparativamente às propostas (ii) e (iii), que derivam de simplificações baseadas em observações empíricas. Existe, contudo, uma dificuldade na avaliação do parâmetro N pela proposta (i), uma vez que em rigor esta grandeza corresponderá ao esforço axial devido à combinação sísmica e este valor é variável no tempo, visto a análise que se pretende efetuar ser dinâmica. De forma a poder ultrapassar este processo longo e elaborado (Mpampatsikos, 2008), o valor de N poderá ser tomado como o esforço axial devido apenas a cargas gravíticas na combinação sísmica (combinação quase permanente de ações), uma vez que é credível pensar que este valor corresponderá ao valor médio do esforço axial devido à combinação sísmica (Romão, 2012). A abordagem mais rigorosa possível para avaliação de ϕ_y é a descrita em (i) com a consideração do esforço axial variável no tempo, no entanto no presente trabalho utilizou-se a mesma abordagem com o valor de N devido apenas a cargas gravíticas com o intuito de amenizar a complexidade do processo, alcançando assim um bom grau de rigor.

6.2.3.3. Cálculo de M_y e θ_y

De acordo com a já referida abordagem utilizada para o cálculo da curvatura de cedência, o valor do momento de cedência M_y poderá ser definido pela Eq. (6.10), por equilíbrio da secção (Panagiotakos e Fardis, 2001).

$$M_y = bd^3 \cdot \phi_y \cdot \left\{ E_c \cdot \frac{k_y^2}{2} \cdot (0.5 \cdot (1 + \delta') - \frac{k_y}{3}) + \frac{E_s}{2} \cdot \left[(1 - k_y) \cdot \rho + (k_y - \delta') \cdot \rho + \frac{\rho_v}{6} \cdot (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \right\} \quad (6.10)$$

com todos os parâmetros envolvidos já descritos e avaliados.

Por sua vez, para a avaliação de θ_y é proposta a Eq. (6.11) (Biskinis e Fardis, 2009):

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_s + a_v \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s} \right) + \theta_{y,slip} \quad (6.11)$$

Considerando que a curvatura varia linearmente ao longo de L_s , a parcela $\phi_y \cdot L_s/3$ representa o contributo dado pela deformação por flexão para a avaliação de θ_y . Este valor poderá aumentar se existir fendilhação diagonal (resultante de esforço transversal) antes de ocorrer a cedência por flexão da secção, isto é, se o esforço de corte necessário para ocorrer fendilhação diagonal no betão (V_{Rc} , tomado como a resistência ao corte de elementos de betão simples segundo o EC2-1) for inferior ao esforço de corte existente na cedência por flexão (M_y/L_s). Assim, a primeira parcela inclui o efeito da variação linear da curvatura ao longo de L_s (o que significa que a contribuição da carga gravítica é desprezada (Mpampatsikos, 2008) e ainda o incremento de deformação referido através do produto de

a_v pelo braço entre forças, z , em que a_v é uma variável binária que tomará o valor de 0 se $V_{Rc} > M_y/L_s$ e 1 se $V_{Rc} \leq M_y/L_s$ (Biskinis e Fardis, 2009).

A segunda parcela da Eq. (6.11) tem em consideração o contributo da deformação por corte para a avaliação de θ_y e é totalmente empírica, uma vez que resultou do ajuste aos valores obtidos experimentalmente. De notar que se L_s/h diminuir, esta parcela tomará valores superiores, o que significa que a deformação por corte irá aumentar.

A terceira e última parcela da Eq. (6.11) reflete a contribuição do escorregamento das armaduras longitudinais amarradas na zona dos nós viga pilar para a avaliação de θ_y e aumentará significativamente se a armadura plastificada se encontrar na zona de amarração (Mpampatsikos, 2008), sendo calculada pela Eq. (6.12):

$$\theta_{y,slip} = a_{sl} \cdot \phi_y \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (6.12)$$

onde d_{bL} é o diâmetro equivalente da armadura de tração e a_{sl} é uma variável binária que assumirá o valor de 1 se o escorregamento das barras longitudinais na zona da amarração for possível e 0 se não for. Naturalmente que se a_{sl} tomar o valor de 0, a contribuição devido ao fenómeno de escorregamento é nula, uma vez que o escorregamento das armaduras é considerado impossível. O diâmetro equivalente d_{bL} é definido pela Eq. (6.13).

$$d_{bL} = \frac{\sum_{i=1}^m n_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^m n_i} \quad (6.13)$$

onde n_i é o número de armaduras do tipo "i", ϕ_i é o diâmetro da armadura do tipo "i" e m é o número de diâmetros diferentes de uma determinada secção. No âmbito da modelação do presente trabalho foi necessário recorrer a uma análise das secções existentes nos edifícios e efetuou-se o cálculo do momento de cedência (M_y) e curvatura de cedência (θ_y) com recurso às Eqs. (6.10) e (6.11).

6.2.3.4. Cálculo de $\theta_{cap,pl}$

O incremento de rotação após a cedência de uma determinada secção ($\theta_{cap,pl}$) foi estudado por Haselton et al. (2008), recorrendo a ensaios experimentais e regressões que permitiram ajustar uma equação dependente de variáveis com significado estatístico, surgindo a Eq. (6.14) incluindo todas estas variáveis.

$$\theta_{cap,pl} = 0.12 * (1 + 0.55 \cdot a_{sl}) * 0.16^v * (0.02 + 40 \cdot \rho_{sh})^{0.43} * 0.54^{0.01 c_{units} f_c} * 0.66^{0.1 s_n} * 2.27^{10\rho} \quad (6.14)$$

onde a_{sl} é o indicador da possibilidade de escorregamento (definido em 6.2.3.3), v é o esforço axial reduzido, ρ_{sh} é o rácio de armadura transversal na região da rótula plástica (calculado de acordo com as Eqs. (6.15), (6.16) e (6.17) para os cenários mais comuns), ρ é o rácio de armadura longitudinal, c_{units} é um conversor de unidades que toma o valor de 1.0 se f_c e f_y forem utilizados em Mpa e s_n é o coeficiente de encurvadura das armaduras definido na Eq. (6.18). As Eqs. (6.15), (6.16) e (6.17) referem-se às figuras 6.14, 6.15 e 6.16, onde c_b , c_t , c_l e c_r são os recobrimentos da parte inferior, superior, esquerda e direita das secções transversais, ϕ representa o diâmetro da armadura transversal, b é a base da secção transversal de altura h e a_1 e a_2 são as distâncias desde a face exterior da secção de betão e a face da armadura transversal. De notar que a Eq. (6.16) apenas se aplica no caso do

recobrimento à esquerda e à direita serem iguais entre si e idem para o recobrimento inferior e superior.

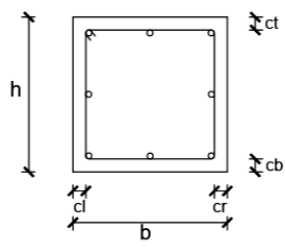


Fig. 6.14 – Possível disposição de armadura transversal.

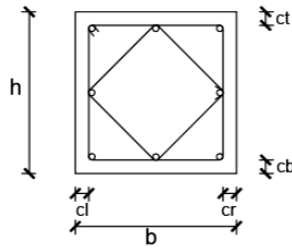


Fig. 6.15 – Possível disposição de armadura transversal.

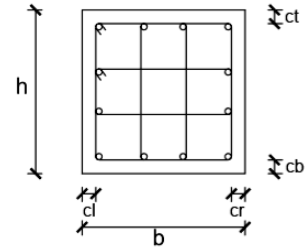


Fig. 6.16 – Possível disposição de armadura transversal.

$$\rho_{sh} = \frac{i)}{ii)} \quad (6.15)$$

$$\rho_{sh} = \frac{i)+iii)}{ii)} \quad (6.16)$$

$$\rho_{sh} = \frac{i)+iv)+v)}{ii)} \quad (6.17)$$

onde

$$i) = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} * [2 \cdot (b - cl - cr - \phi) + 2 \cdot (h - ct - cb - \phi)] / s$$

$$ii) = (b - cl - cr) \cdot (h - ct - cb)$$

$$iii) = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} * \left[4 \cdot \sqrt{(b/2 - cl - \phi)^2 + (h/2 - ct - \phi)^2} \right] / s$$

$$iv) = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} * [2 \cdot (b - 2 \cdot a_1 - \phi) + 2 \cdot (h - ct - cb - \phi)]$$

$$v) = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} * [2 \cdot (b - cl - cr - \phi) + 2 \cdot (h - 2 \cdot a_2 - \phi)]$$

$$s_n = s / d_{bL} \cdot \left(c_{units} * f_y / 100 \right)^{0.5} \quad (6.18)$$

onde s é o espaçamento entre armadura transversal. Dentro das características consideradas na tabela 6.3, é possível perceber que a capacidade de rotação plástica ($\theta_{cap,pl}$) de uma secção poderá variar entre 0.015 e 0.082.

Tabela 6.3 – Valores possíveis para $\theta_{cap,pl}$ utilizando a Eq. (6.14) (Haselton et al., 2008).

$\theta_{cap,pl}$ utilizando a equação mais rigorosa		
Parâmetro	Valores	$\theta_{cap,pl}$
Valores base	$\rho_{sh}=0.0075$, $f_c=30\text{Mpa}$, $v=0.10$, $a_{sl}=1$, $s_n=12.7$, $\rho=0.02$	0.055
a_{sl}	0	0.035
v	0	0.066
	0.3	0.038
	0.8	0.015
ρ_{sh}	0.002	0.033
	0.01	0.062
	0.02	0.082
f_c (Mpa)	20	0.08
	40	0.052
	80	0.040
s_n	8	0.067
	16	0.048
	20	0.040
ρ	0.01	0.050
	0.03	0.059

A tabela mostra que os parâmetros v e ρ_{sh} são os que têm maior influência na avaliação de $\theta_{cap,pl}$, enquanto f_c , s_n e ρ têm menor importância embora estatisticamente tenham significado. Neste sentido, foi formulada uma equação simplificada que procurou afetar o cálculo de $\theta_{cap,pl}$ das variáveis com maior relevância com uma perda de precisão pouco significativa (Eq. (6.19)):

$$\theta_{cap,pl} = 0.13 * (1 + 0.55 \cdot a_{sl}) * 0.13^v * (0.02 + 40 \cdot \rho_{sh})^{0.65} * 0.57^{0.01c_{units}f_c} \quad (6.19)$$

A tabela 6.4 apresenta os valores obtidos para $\theta_{cap,pl}$ considerando a Eq. (6.19), sendo possível perceber que esta expressão origina valores cerca de 20% superiores aos da Eq. (6.14) (Haselton et al., 2008).

Tabela 6.4 – Valores possíveis para $\theta_{cap,pl}$ utilizando a Eq. (6.19) (Haselton et al., 2008).

$\theta_{cap,pl}$ utilizando a equação simplificada		
Parâmetro	Valores	$\theta_{cap,pl}$
Valores base	$\rho_{sh}=0.0075$, $f_c=30\text{Mpa}$, $v=0.10$, $a_{sl}=1$	0.071
a_{sl}	0	0.046
v	0	0.087
	0.3	0.047
	0.8	0.017
ρ_{sh}	0.002	0.033
	0.01	0.085
	0.02	0.131
f_c (Mpa)	20	0.075
	40	0.067
	80	0.054

De realçar que as equações expostas para o cálculo de $\theta_{cap,pl}$ foram baseadas em resultados experimentais para elementos com armadura simétrica, pelo que apenas deverão ser aplicadas nessas condições. Esta é uma limitação forte, uma vez que praticamente todas as vigas não têm armadura longitudinal simétrica e isso irá afetar a sua capacidade de rotação em regime plástico, $\theta_{cap,pl}$, diminuindo-a para condições de carregamento que impliquem mais aço à tração e aumentando-a para condições de carregamento que impliquem mais aço à compressão (Haselton et al., 2008). Para os cenários que acabam de ser mencionados, Haselton et al. (2008) propõe que seja adicionado o seguinte fator multiplicador às Eqs. (6.14) (equação completa) e (6.19) (equação simplificada):

$$X = \left(\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right)^{0.225} \quad (6.20)$$

onde ω e ω' são as taxas mecânicas de armadura longitudinal de tração e compressão, respetivamente.

Na modelação efetuada no presente trabalho foi utilizada a Eq. (6.19) com o objetivo de avaliar simplificada a rotação pós cedência ($\theta_{cap,pl}$) e foram obtidos valores da ordem de grandeza dos apresentados na tabela 6.4, o que valida a análise das secções efetuada.

6.2.3.5. Cálculo de M_u

O endurecimento pós-cedência visível no tramo ascendente da figura 6.12 após ser atingido o momento de cedência (M_y) normalmente é definido pelo quociente M_u/M_y . Este fator de endurecimento depende, essencialmente, do esforço axial (avaliado pelo parâmetro v) e da percentagem de armadura longitudinal (ρ) (Park et al., 1972), mas existe pouca literatura que tenha estudado o assunto (Haselton et al., 2008). Apoiando-se nas conclusões de Park et al., (1972), o

trabalho desenvolvido por Haselton et al., (2008) partiu do pressuposto de que os parâmetros v e ρ são os mais relevantes, sendo proposta a Eq. (6.21):

$$M_u/M_y = 1.25 * 0.89^v * 0.91^{0.01c_{units}f_c} \quad (6.21)$$

Os parâmetros mais influentes na resposta dos modelos ensaiados foram v e f_c (resistência à compressão do betão), sendo que ρ teve pouca influência nas regressões efetuadas, pelo que não surge na fórmula. A tabela 6.5 reflete a influência dos parâmetros considerados na avaliação do rácio M_u/M_y , mostrando uma variação de 1.11 a 1.20.

Tabela 6.5 – Valores possíveis para M_u/M_y utilizando a Eq. (6.21).

M_u/M_y		
Parâmetro	Valores	M_u/M_y
Valores base	$f_c=30\text{Mpa}$, $v=0.10$	1.20
f_c (Mpa)	20	1.21
	0	1.19
	80	1.15
v	0	1.22
	0.3	1.17
	0.8	1.11

A dispersão dos referidos resultados experimentais foi relativamente baixa, o que permitiu a apresentação de uma proposta simplificada de avaliação do rácio M_u/M_y , assumindo-o constante, pelo que o erro inerente à utilização da Eq. (6.24) é pouco mais elevado que o correspondente à Eq. (6.22) (Haselton et al., 2008).

$$M_u/M_y = 1.13 \quad (6.22)$$

O rácio de endurecimento não é um parâmetro de grande impacto na capacidade de colapso de edifícios de betão armado de altura baixa a média (Haselton et al., 2006), mas é importante para edifícios altos, sendo estes mais suscetíveis a efeitos de segunda ordem (Ibarra e Krawinkler, 2005). Assim, para os edifícios avaliados neste trabalho foi utilizada a Eq. (6.22) com o objetivo de avaliar o momento máximo das secções existentes, o que, sendo os edifícios de altura baixa, não levará a um erro significativo.

6.2.3.6. Cálculo de θ_{pc}

Os estudos de previsão da capacidade de rotação (θ_{pc}) após atingido o momento máximo (M_u) são limitados, apesar de muito importantes na previsão da capacidade de colapso, refletida na rotação (θ_a) (Haselton et al., 2008). De novo os parâmetros estatisticamente relevantes v , ρ_{sh} , s_n e ρ foram

considerados no estudo de Haselton et al., (2008), mas o ajuste aos resultados experimentais identificou que apenas v e ρ_{sh} tinham impacto na formulação da Eq. (6.23).

$$\theta_{pc} = 0.76 * 0.031^v * (0.02 + 40 \cdot \rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (6.23)$$

A revisão dos dados de calibração dos modelos testados mostrou que valores de θ_{pc} superiores a 0.10 ocorrem para ensaios em que o nível de confiança não é muito elevado e por isso esse valor é proposto como limite (Haselton et al., 2008). A tabela 6.6 apresenta a gama de valores expectáveis para θ_{pc} .

A Eq. (6.23) foi utilizada para a análise das rotações após atingido o momento máximo para as várias secções existentes e a ordem de grandeza dos valores apresentados na tabela 6.6 foi validada.

Tabela 6.6 – Valores possíveis para θ_{pc} utilizando a Eq. (6.23).

θ_{pc}		
Parâmetro	Valores	θ_{pc}
Valores base	$\rho_{sh}=0.0075, v=0.10$	0.100
v	0	0.100
	0.3	0.084
	0.8	0.015
ρ_{sh}	0.002	0.051
	0.01	0.100
	0.02	0.100

6.2.4. ESCORAS

A análise de uma estrutura reticulada preenchida com paredes é um problema de difícil resolução, devido à grande complexidade dos fenómenos de interação existentes entre elementos com características mecânicas distintas, agravado pelos diversos tipos de ligações que podem existir entre os pórticos e as paredes (Pires, 1990). O comportamento destas estruturas tem sido objeto de diversos estudos analíticos que deram origem à formulação de expressões empíricas para a determinação dos parâmetros A (área) e E (módulo de Young) necessários para definir o modelo da biela diagonal equivalente já mencionado.

Neste contexto, existem várias propostas de modelos para ter em consideração o comportamento das paredes de alvenaria no plano (Pires, 1990 e Abdelkareem, 2013): Polyakov em 1960 foi o primeiro autor a propor um modelo de biela diagonal equivalente através de um estudo analítico e experimental da interação dos pórticos com as paredes; seguiu-se Holmes (1961) que definiu uma biela diagonal com espessura e módulo de deformabilidade iguais aos da parede e cuja largura seria igual a um terço do comprimento da diagonal do elemento; Smith em 1966 e 1967 propôs uma equação para cálculo da espessura da biela equivalente adaptada da análise de vigas apoiadas num meio elástico; já Riddington e Smith em 1977 recomendaram que para o cálculo de estruturas reticuladas preenchidas com paredes de alvenaria fosse considerado o valor conservativo de 10% do comprimento da diagonal do elemento; por sua vez, Paulay e Priestley (1992) propuseram que a largura das bielas diagonais tomasse o valor de 25% do seu comprimento; outros autores como Mainstone e Weeks (1974), Bazan e Meli (1980),

Liauw e Kwan (1984) e Klingner e Bertero (1978) efetuaram estudos e propostas sobre a modelação do comportamento das alvenarias através de bielas equivalentes.

No presente trabalho, as características das escoras equivalentes às alvenarias dos edifícios estudados foram estimadas de acordo com as propostas de Brzev (2009) e a apresentação das equações, bem como o cálculo dos respetivos valores são apresentados no anexo K.

A opção passou pela modelação de apenas uma biela diagonal equivalente, uma vez que essa consideração tornará o processo mais simples, embora menos rigoroso (como foi discutido em 6.2.2.2). As escoras foram modeladas com elementos de treliça permitindo, portanto, a rotação das extremidades das barras no plano onde se encontram e foi utilizada uma lei tensão-deformação trilinear que inclui o comportamento inelástico à compressão destes elementos (figura 6.17).

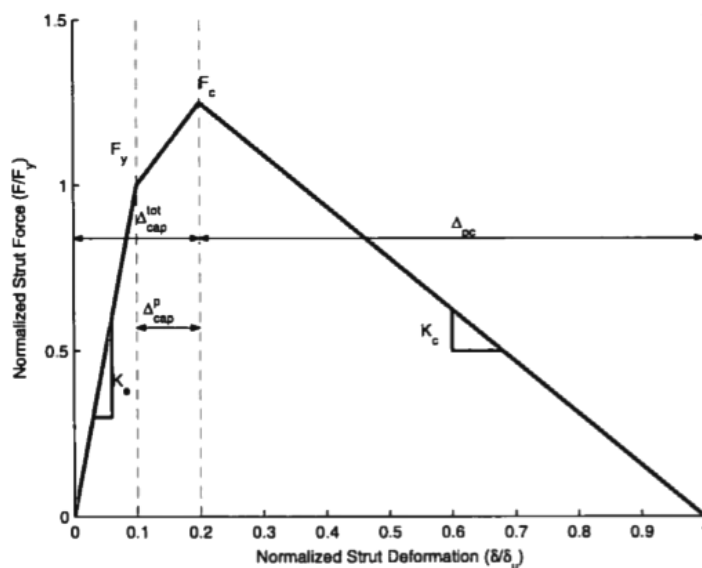


Fig. 6.17 – Curva trilinear força-deslocamento axial utilizada para modelar o comportamento não linear de compressão das alvenarias (Adaptado de Burton et al., 2013).

O modelo apresentado em 6.2.3 para o comportamento não linear à flexão de vigas e pilares foi adaptado e utilizado para captar o comportamento não linear das escoras tal como no trabalho de Burton et al. (2013), em que o modelo das escoras requeria a especificação de cinco parâmetros que controlam o comportamento monotónico e cíclico: a força na cedência (F_y), a rigidez inicial (K_e), a força máxima (F_c), o deslocamento após a força de cedência (Δ_{cap}^p) e o deslocamento (Δ_{pc}) ou a rigidez negativa (K_c) após a força máxima. Na modelação do presente trabalho optou-se por considerar uma força residual no esgotamento da deformação (F_{res}) de 2% da força máxima (F_c) (Celarec et al., 2012), pelo que se distingue do gráfico da figura 6.17 na medida em que o troço de rigidez negativa não termina na ordenada nula, mas num patamar correspondente à força residual referida (figura 6.18). De notar que o modelo utilizado neste trabalho incluiu duas bielas diagonais (com o comportamento da figura 6.18) em cada painel de alvenaria de forma a que para um dado sentido da ação horizontal exista sempre um elemento a resistir ao carregamento.

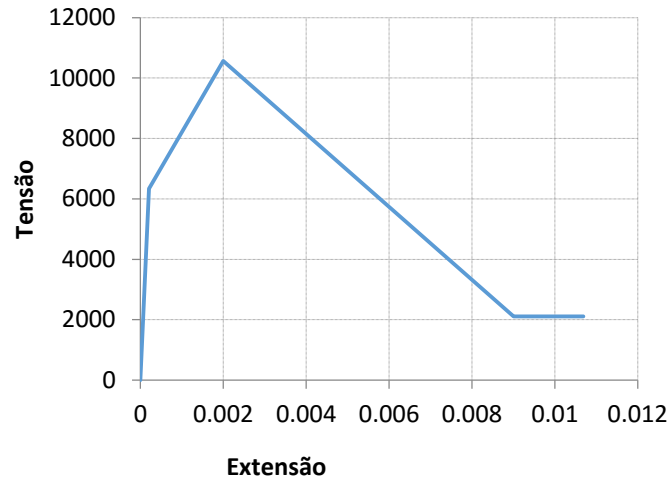


Fig. 6.18 – Curvas tensão vs extensão trilineares utilizadas para a modelação do comportamento não linear à compressão das alvenarias.

Os parâmetros necessários para a definição das curvas de comportamento das escoras são obtidos através da calibração de expressões matemáticas a resultados de ensaios experimentais de pórticos preenchidos com paredes e existem muitas propostas para a sua determinação. Assim, optou-se por utilizar a Eq. (6.24) para o cálculo de rigidez inicial (Dolsek e Fajfar, 2008):

$$K_e = \frac{G_w \cdot L_{in} \cdot t_w}{H_{in}} \quad (6.24)$$

onde G_w é o módulo de distorção da parede teoricamente determinado pelo ensaio de compressão diagonal e que será considerado neste trabalho como 40% do módulo de deformabilidade da alvenaria (E_m) como recomendado pelo ACI 530 (2011), L_{in} e H_{in} representam o comprimento e altura da parede e t_w a sua espessura. De acordo com Brzev (2009), E_m pode ser estimado de acordo com a Eq. (6.25).

$$E_m = 850 \cdot f'_m \quad (6.25)$$

sendo f'_m a resistência à compressão da alvenaria. Para a determinação da força máxima foi utilizada uma fórmula simplificada em relação à proposta de Zarnic e Gostic em 1997 (Dolsek e Fajfar, 2008) (Eq. 6.26):

$$F_c = 0.818 \cdot \frac{L_{in} \cdot t_w \cdot f_{tp}}{C_1} \cdot (1 + \sqrt{C_1^2 + 1}) \quad (6.26)$$

em que f_{tp} é a tensão para a qual ocorre a fendilhação da alvenaria e teoricamente deverá ser determinada pelo ensaio de compressão diagonal, sendo que no presente trabalho foi tomada como 22% de f'_m (valores resultantes dos ensaios de compressão diagonal realizados no trabalho Pires (1990) para alvenarias tipicamente utilizadas em Portugal) e C_1 é dado por $1.925 \cdot L_{in}/H_{in}$.

Através das equações expostas e da definição de F_y como 60% de F_c , δ_y como F_y/K_e , δ_c como 0.2% do comprimento da escora (l_s), F_{res} como 2% de F_c , δ_a como 1% de l_s e finalmente δ_u como 1.2% de l_s foi possível definir as curvas força-deslocamento das escoras de acordo com a figura 6.18.

6.2.5. VALIDAÇÃO DO MODELO

Após o trabalho de modelação descrito, foram realizados alguns modelos mais simples que permitiram avaliar a resposta das estruturas estudadas para validação dos modelos. Assim, recorreu-se a uma análise estática através da aplicação de um padrão de carga triangular invertido (idêntico à deformada do primeiro modo de vibração) e avaliou-se os cortes basais e os deslocamentos relativos entre pisos (*drifts*). O objetivo foi realizar análises *pushover* segundo as duas direções principais dos edifícios para averiguar a forma e os valores das curvas, sendo que foram também realizados gráficos que mostram a evolução dos *drifts* em altura com o intuito de perceber a evolução da deformação para diferentes valores de deslocamentos horizontais impostos no topo dos edifícios.

De notar que as estruturas avaliadas são simétricas, pelo que apenas serão apresentados resultados para a aplicação de cargas horizontais numa das direções principais. Assim, os gráficos do corte basal em função do deslocamento do topo para os quatro edifícios é apresentado na figura 6.19.

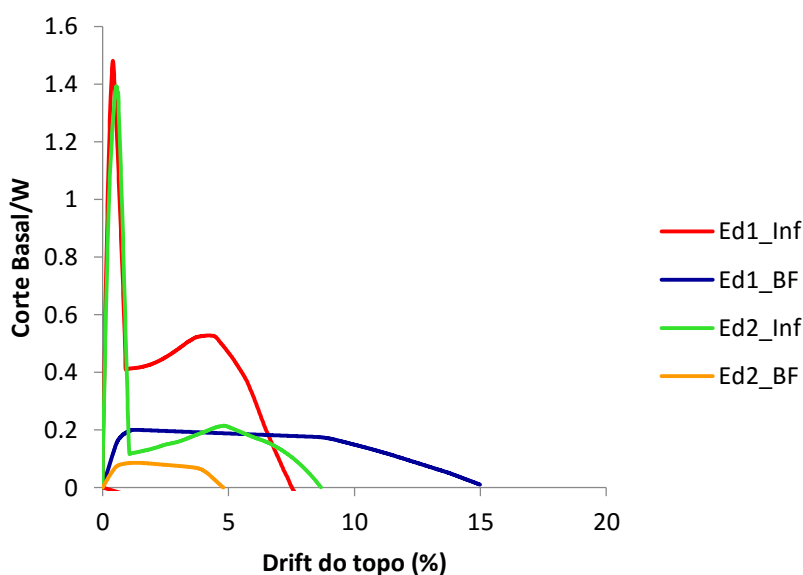


Fig. 6.19 – Curvas *pushover* numa direção principal para os quatro edifícios analisados.

A sigla BF significa que apenas está a ser considerada a estrutura principal (do inglês *BareFrame*) e Ed1 ou Ed2 é a referência ao Edifício 1 ou 2, sendo que Inf significa que a estrutura em análise inclui a modelação das alvenarias (vem do inglês *Infilled*). O primeiro aspeto que merece comentário é a forma das curvas, sendo que foi a esperada, uma vez que independentemente do edifício existe sempre um troço aproximadamente linear que, atingindo um determinado valor de corte basal, entrará em decréscimo de forma progressiva até atingir o máximo *drift* e o valor de corte basal nulo (situação correspondente ao colapso). De salientar o facto de os edifícios com a presença das alvenarias atingirem valores de corte basal máximos 6 a 7 vezes superiores do que os obtidos modelando apenas

a estrutura principal, o que é indicativo da forte contribuição destes elementos no comportamento do conjunto. É de notar também o facto de o Edifício 1 ter bastante mais ductilidade do que o Edifício 2, o que fica evidente pela comparação dos modelos sem paredes de alvenaria, tendo o Edifício 1 um valor de *drift* muito superior mostrado pela dimensão do patamar do respetivo gráfico.

Como já foi referido, foram também traçados os gráficos da evolução dos *drifts* por piso com a altura dos edifícios, pelo que surgem as figuras 6.20 (referente apenas à estrutura principal) e 6.21 (referente à estrutura principal e alvenarias). Os gráficos apresentados dizem respeito à evolução dos *drifts* em altura para valores de deslocamento do topo de 1%, 5% e 10% da altura do edifício.

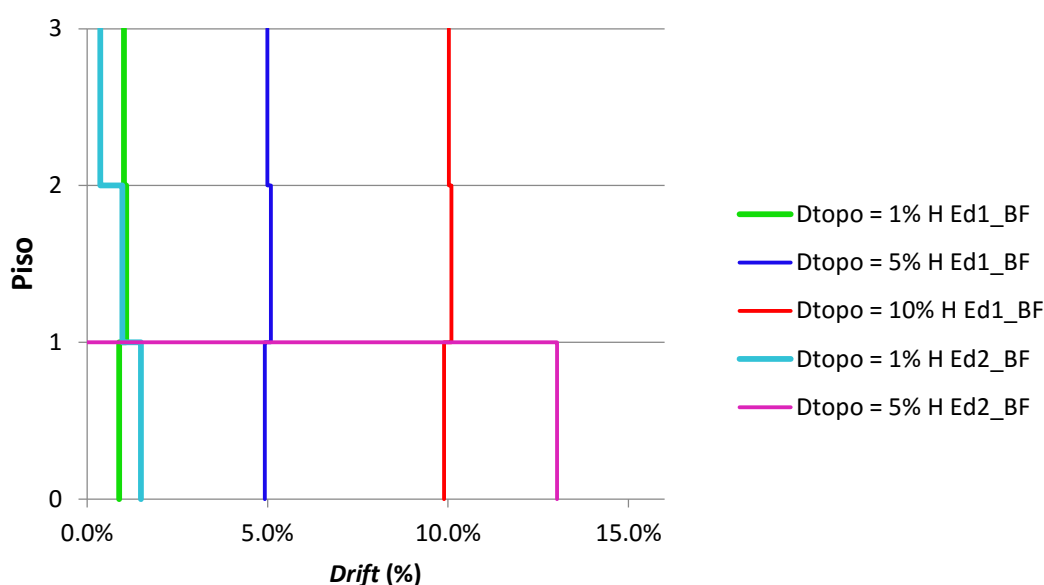


Fig. 6.20 – Curvas de evolução do deslocamento relativo entre pisos, normalizado à altura entre pisos, com a altura dos edifícios sem alvenarias.

A observação da figura 6.20 permite perceber que o Edifício 1 tem uma evolução de *drifts* constante em altura, correspondente à deformada triangular invertida do modo fundamental que domina o comportamento da estrutura. Já o Edifício 2, para um deslocamento do piso mais elevado de 5% da sua altura, tem um mecanismo de piso fraco no piso térreo, o que se justifica pela altura deste piso ser superior às dos restantes. De notar que não são obtidos resultados para deslocamentos do topo do Edifício 2 correspondentes a 10% da sua altura, uma vez que para esses valores o edifício já colapsou. De facto, no Edifício 2 para um deslocamento do topo de 5% da sua altura, o *drift* registado no piso 1 é 1.5 vezes superior ao registado no Edifício 1 para um valor de deslocamento de topo de 10% da sua altura. Assim, fica bem evidente a fragilidade do Edifício 2 devido à presença de um mecanismo de piso fraco no piso térreo, o que vai de encontro ao esperado.

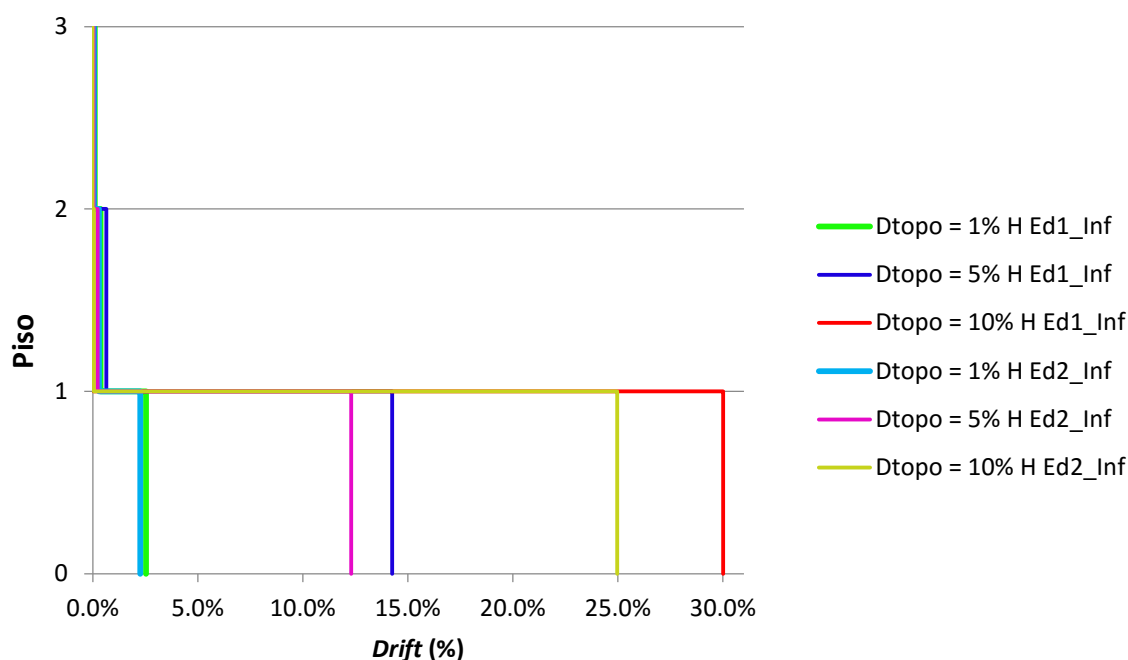


Fig. 6.21 – Curvas de evolução do deslocamento relativo entre pisos, normalizado à altura entre pisos, com a altura dos edifícios com alvenarias.

A observação da figura 6.21 permite perceber que nos dois edifícios existe a formação de um mecanismo de piso fraco no primeiro piso, o que se deve essencialmente à rotura das alvenarias do piso 1 e consequente diminuição de rigidez deste piso, o que provoca uma grande discrepância de rigidez entre o piso térreo e os restantes, levando-o a ter comportamento mais flexível e, portanto, a apresentar maiores deformações. A análise comparativa das figuras 6.20 e 6.21 permite observar que a existência das alvenarias aumenta significativamente a rigidez lateral da estrutura, o que reduz fortemente a sua deformação lateral. No entanto, quando ocorre a rotura das alvenarias no piso térreo, a redução brusca da rigidez nesse piso leva à formação de um piso fraco que concentra todo o aumento da deformação lateral da estrutura a partir desse momento. Apesar da deformação lateral ser maior no colapso do edifício com alvenarias, esse aumento de capacidade de deformação dá-se à custa de um mecanismo de colapso indesejável, uma vez que quase toda a deformação se concentra apenas num piso, o que limita a sua capacidade de dissipação de energia. De notar que o Método Japonês se revelou eficaz a captar este comportamento, uma vez que para os edifícios com alvenarias é sugerida a consideração de um valor do sub-índice de ductilidade de 80% do valor considerado para os edifícios sem alvenarias.

Os resultados apresentados tanto para as curvas *pushover* (gráficos corte basal-deslocamento relativo entre pisos normalizados pela altura de cada piso), como para os gráficos da evolução dos *drifts* com a altura dos edifícios vão de encontro ao que foi observado na deformada dos edifícios para o padrão de carga referido e apresentam consistência com o comportamento expectável, pelo que se concluiu que os modelos estavam validados, podendo nesta fase ser efetuada a análise dinâmica que era o objetivo principal do trabalho. Assim, surgirá no subcapítulo 6.2.6 a definição das ações dinâmicas consideradas para a avaliação do comportamento dos edifícios descritos.

6.2.6. SELEÇÃO DE REGISTOS SÍSMICOS

Um total de 20 pares de acelerogramas provenientes de registos reais foram utilizados na análise das estruturas em estudo usando a plataforma SELEQ (Macedo e Castro, 2013; Araújo *et al.*, 2016). Estes acelerogramas foram seleccionados de bases de dados de registos sísmicos existentes de modo a que a média das médias geométricas dos sinais fosse compatível com o espectro de resposta elástico do Eurocódigo 8 para um período de retorno de 475 anos numa gama de períodos entre 0.10s e 1.00s. O espectro alvo considerado foi definido como sendo o espectro de ação tipo I preconizado no anexo nacional ao EC8 para um edifício de classe de importância II localizado em Sagres. A compatibilidade entre os registos e o espectro alvo efetuada pressupôs a quantificação prévia do espectro da média geométrica das componentes dos sinais seleccionados. A seleção efetuada incluiu não apenas o critério regulamentar de compatibilidade média, mas também uma condição visando limitar o desvio de cada espectro individual ao espectro alvo (figura 6.22).

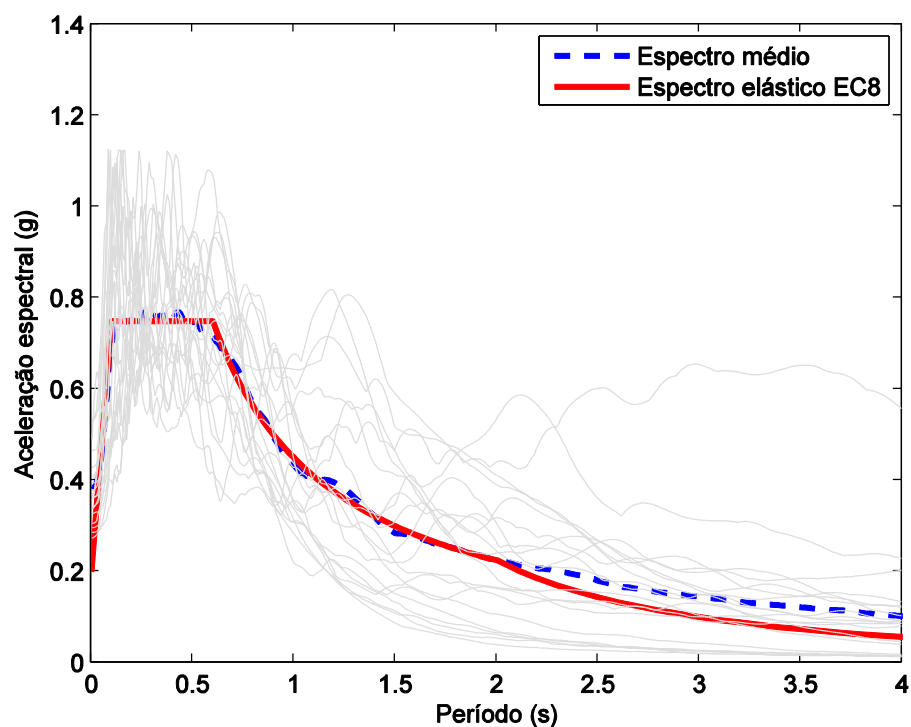


Fig. 6.22 – Espectro elástico do EC8-1, espectro médio e acelerogramas utilizados na análise dinâmica.

7.

Apresentação e análise de resultados

7.1. NOTAS PRÉVIAS

Para cada edifício estudado foram analisados 20 pares de sinais (correspondentes a 20 sismos) e foi tomada em consideração a variabilidade do seu ângulo de incidência, rodando-os de 0 para 90 graus, perfazendo 19 análises por cada sismo, o que origina um total de 380 análises por edifício.

Neste sentido, acredita-se que a quantidade de resultados obtidos por edifício permite fazer uma distribuição estatisticamente consistente dos rácios θ_d/θ_{NC} , θ_d/θ_{SD} , V_d/V_{NC} para além dos *drifts* (a letra em índice "d" vem do inglês *demand* e representa a exigência seja de rotação ou de corte, "NC" deriva do inglês *near collapse* e corresponde ao estado limite de quase colapso e "SD" vem do inglês *significant damage* e corresponde ao estado limite de dano significativo). As Eqs. (7.1) e (7.3) traduzem a formulação empírica que permite o cálculo dos valores de θ e V correspondentes ao estado limite de quase colapso (EC8-3, 2005). Assim, o valor de θ_{NC} é definido por:

$$\theta_{NC} = \frac{1}{Y_{el}} \cdot 0.016 \cdot 0.3^v \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega_r)}{\max(0.01; \omega)} \cdot f_{cm} \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\alpha \cdot \rho_{sh} \frac{f_{yw}}{f_{cm}}} \quad (7.1)$$

onde Y_{el} deverá ser tomado como 1.5 para os elementos estruturais primários no caso de edifícios com dimensionamento sismo resistente e 1.8 para edifícios dimensionados apenas para ações gravíticas e α é o coeficiente de confinamento efetivo dado pela Eq. (7.2):

$$\alpha = (1 - s_h/(2b_0)) \cdot (1 - s_h/(2h_0)) \cdot (1 - \sum b_i^2/(6h_0b_0)) \quad (7.2)$$

onde b_0 e h_0 são as dimensões do núcleo de betão confinado medidas ao eixo dos estribos e b_i é o i -ésimo espaçamento entre duas armaduras longitudinais adjacentes confinadas. O valor de V_{NC} é definido por:

$$V_{NC} = \frac{1}{Y_{el}} \cdot \left[\frac{h-x}{2 \cdot L_s} \cdot \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 + 0.05 \cdot \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \cdot \max(0.5; 100\rho_{tot}) \cdot (1 - 0.16 \min(5; \frac{L_s}{h})) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \right] \right] \quad (7.3)$$

onde N é o esforço axial em MN (tomado como zero se de tração), μ_{Δ}^{pl} é o quociente entre a contribuição da parte plástica da rotação da corda e a rotação de cedência dada pela Eq. (6.11), ρ_{tot} é o

rácio total de armadura longitudinal, f_c é a resistência média à compressão do betão em MPa, $h - x$ pode ser tomado como $2/3 \cdot h$ e V_w é dado pela Eq. (7.4):

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \quad (7.4)$$

onde ρ_w é o rácio de armadura de esforço transversal. De notar que o valor de N foi tomado, à semelhança do que foi considerado para o cálculo das rotações das secções dos elementos, como o valor do esforço axial correspondente às cargas gravíticas (Mpampatsikos, 2008).

As rotações correspondentes ao estado limite de dano significativo (θ_{SD}) são consideradas como 75% dos valores das rotações correspondentes ao estado limite de quase colapso (θ_{NC}).

Os resultados das distribuições estatísticas a apresentar visaram a avaliação dos rácios θ_d/θ_{NC} , θ_d/θ_{SD} e V_d/V_{NC} para todos os pilares de todos os pisos dos edifícios e também para os pilares mais desfavoráveis de cada piso. São considerados como pilares mais desfavoráveis os que obtiveram maiores valores para os rácios referidos. Quanto às vigas, a avaliação passou pelo cálculo dos valores dos rácios θ_d/θ_{NC} , θ_d/θ_{SD} e V_d/V_{NC} para os elementos segundo as duas direções principais dos edifícios e para cada piso.

Apresentam-se, de seguida, os resultados obtidos pelas 380 análises efetuadas aos edifícios estudados no âmbito do presente trabalho. A abordagem da exposição dos resultados passará por: i) numa primeira fase, apresentar os valores obtidos para θ_d/θ_{NC} e θ_d/θ_{SD} por piso para vigas e pilares e, de seguida, para os pilares mais desfavoráveis; ii) numa segunda fase, apresentar os valores de V_d/V_{NC} para as vigas de todos os pisos e para os pilares mais desfavoráveis e iii) finalmente apresentar os valores de *drifts* segundo as duas direções principais dos edifícios e a combinação quadrática destes dois cenários.

7.2. RESULTADOS DO EDIFÍCIO 1 SEM ALVENARIAS

Para o Edifício 1 sem alvenarias, constam na tabela 7.1 os resultados obtidos para os rácios θ_d/θ_{NC} de pilares, vigas segundo X e vigas segundo Y para os 3 pisos do edifício, apresentando valores estatisticamente relevantes como a média, o quantil dos 50% (mediana), o quantil dos 95% (valor de θ_d/θ_{NC} cuja probabilidade de ser ultrapassado nas análises efetuadas é de 5%), o coeficiente de variação (CoV) e ainda a percentagem de elementos com valores de θ_d/θ_{NC} superiores a 1.0 (valor limite para a consideração de segurança de acordo com o EC8-3).

Tabela 7.1 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 1 sem alvenarias relativamente a θ_d/θ_{NC} .

		Pilares	Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	0.85	0.67	0.66
	Mediana	0.60	0.45	0.44
	CoV	0.66	0.68	0.76
	Quantil 95%	1.95	1.58	1.66
	% Valores > 1.0	26%	20%	17%
Piso 2	Média	0.25	0.68	0.67
	Mediana	0.22	0.48	0.49
	CoV	1.05	0.65	0.70
	Quantil 95%	0.31	1.56	1.66
	% Valores > 1.0	1%	20%	16%
Piso 3	Média	0.21	0.63	0.66
	Mediana	0.14	0.45	0.47
	CoV	1.62	0.65	0.72
	Quantil 95%	0.23	1.45	1.63
	% Valores > 1.0	3%	20%	18%

Percebe-se que os pilares do primeiro piso têm maiores exigências de deformação e que por este motivo se tenham obtido valores de mediana, quantil dos 95% e percentagens de colapso bastante superiores às dos pilares dos pisos 2 e 3. Inclusivamente os valores destas grandezas são bastante reduzidos para os dois últimos pisos. Lendo os valores da tabela 7.1, existe uma probabilidade de 95% dos pilares do piso 1 terem um rácio θ_d/θ_{NC} até 1.95.

Quanto às vigas segundo X e segundo Y, a tendência é aproximadamente a mesma independentemente do piso em questão, uma vez que as exigências de deformação se mantêm aproximadamente constantes de piso para piso. Pela tabela 7.1, existe 95% de probabilidade de as vigas apresentarem valores de θ_d até 1.5 vezes a capacidade das suas secções, θ_{NC} . É de notar que, em média, as vigas de cada piso esgotaram a sua capacidade de rotação em 20% das análises realizadas.

É de salientar que a dispersão dos valores apresentados na tabela 7.1 é elevada e que a distribuição dos rácios é bastante assimétrica, visto que a média e a mediana têm valores significativamente distintos.

Na tabela 7.2 são apresentados o mesmo tipo de resultados que na tabela 7.1, mas para o estado limite de dano significativo.

Tabela 7.2 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 1 sem alvenarias relativamente a θ_d/θ_{SD} .

		Pilares	Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	1.14	0.90	0.87
	Mediana	0.80	0.60	0.59
	CoV	0.66	0.68	0.76
	Quantil 95%	2.60	2.11	2.21
	% Valores > 1.0	27%	22%	20%
Piso 2	Média	0.33	0.91	0.89
	Mediana	0.29	0.64	0.65
	CoV	1.05	0.65	0.70
	Quantil 95%	0.41	2.08	2.21
	% Valores > 1.0	1%	22%	21%
Piso 3	Média	0.28	0.84	0.89
	Mediana	0.19	0.61	0.63
	CoV	1.62	0.65	0.72
	Quantil 95%	0.31	1.93	2.18
	% Valores > 1.0	3%	22%	22%

As percentagens da tabela 7.2 são muito próximas das da tabela 7.1, o que indica que quando algum elemento não cumpre o estado limite preconizado pelo EC8-3, não o cumpre por uma margem elevada (não cumprindo θ_d/θ_{NC} e θ_d/θ_{SD} simultaneamente). É de notar que, de novo, a dispersão dos resultados é elevada.

A tabela 7.3 apresenta a informação sobre a percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis colapsaram devido a exigências de rotação superiores à capacidade das suas secções nas 380 análises efetuadas, apresentando também alguns dados estatisticamente relevantes. O pilar que se revelou mais desfavorável em termos de rotações para o Edifício 1 sem alvenarias foi o central, pelo que todos os valores da tabela 7.3 se referem a esse elemento.

Tabela 7.3 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos sofreram colapso para o Edifício 1 sem alvenarias devido às rotações das secções terem excedido as capacidades ($\theta_d/\theta_{NC} > 1.0$).

Piso 1	Média	0.83
	Mediana	0.59
	CoV	0.64
	Quantil 95%	1.81
	% Valores > 1.0	23%
Piso 2	Média	0.22
	Mediana	0.21
	CoV	0.15
	Quantil 95%	0.18
	% Valores > 1.0	0%
Piso 3	Média	0.14
	Mediana	0.13
	CoV	0.220
	Quantil 95%	0.19
	% Valores > 1.0	2%

Percebe-se que os pilares do piso 1 entraram em rotura em 23% das análises, sendo que os dos pisos 2 e 3 não excederam a sua capacidade de rotação nenhuma vez.

Os valores apresentados mostram que a dispersão dos resultados é relativamente baixa e que a amostra é bastante assimétrica, uma vez que os valores da média e mediana diferem bastante.

A tabela 7.4 mostra a percentagem do número total de análises em que as exigências de deformação ultrapassaram os valores de rotação correspondentes ao estado limite de dano significativo ($\theta_d/\theta_{SD} > 1.0$) para os pilares mais desfavoráveis, bem como algumas variáveis estatísticas de relevo. Novamente o pilar mais desfavorável foi o central.

Tabela 7.4 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos do Edifício 1 sem alvenarias tomaram valores de rotações superiores aos limites de dano significativo ($\theta_d/\theta_{SD}>1.0$).

Piso 1	Média	1.11
	Mediana	0.79
	CoV	0.64
	Quantil 95%	2.41
	% Valores > 1.0	25%
Piso 2	Média	0.30
	Mediana	0.29
	CoV	0.15
	Quantil 95%	0.38
	% Valores > 1.0	0%
Piso 3	Média	0.19
	Mediana	0.18
	CoV	0.22
	Quantil 95%	0.26
	% Valores > 1.0	2%

Os valores da tabela anterior são bastante semelhantes ao da tabela 7.3, com os pilares mais desfavoráveis do piso 1 a ultrapassarem as exigências de rotação correspondentes ao estado limite de dano significativo em 25% das análises, enquanto os do piso 2 e 3 não ultrapassam esse limite em nenhuma ocasião. A tabela 7.5 apresenta os valores dos rácios V_d/V_{NC} para as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 1 sem paredes de alvenaria e alguns dados estatísticos considerados relevantes para a interpretação dos resultados.

Tabela 7.5 – Percentagem do número total de análises em que os as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 1 sem alvenarias tomaram valores de esforço transverso superiores ao limite ($V_d/V_{NC} > 1.0$).

		Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	0.65	0.68
	Mediana	0.64	0.65
	CoV	0.13	0.14
	Quantil 95%	0.82	0.83
	% Valores > 1.0	0%	0%
Piso 2	Média	0.68	0.66
	Mediana	0.71	0.65
	CoV	0.10	0.09
	Quantil 95%	0.76	0.76
	% Valores > 1.0	0%	0%
Piso 3	Média	0.58	0.58
	Mediana	0.59	0.59
	CoV	0.07	0.05
	Quantil 95%	0.60	0.61
	% Valores > 1.0	0%	0%

É de notar que a probabilidade de colapsos devido a esforços transversos nas vigas segundo X e segundo Y foi 0%, sendo que os valores para X e Y são muito semelhantes. Os valores médios de esforços transversos atuantes rondam 60% a 70% das capacidades das secções transversais das vigas do Edifício 1 sem alvenarias, o que significa que existe segurança de acordo com os critérios do EC8-3 (que exigem um valor médio de V_d/V_{NC} inferiores ou iguais a 1.0).

A tabela 7.6 mostra a média, a mediana, o quantil dos 95%, os coeficientes de variação (CoV) e a percentagem do número total de análises em que os valores de rácios V_d/V_{NC} foram superiores a 1.0 para os pilares mais desfavoráveis do Edifício 1 sem paredes de alvenaria. O pilar mais desfavorável foi, para todas as análises, o pilar central, pelo que os valores apresentados na tabela 7.6 se referem a esse elemento vertical.

Tabela 7.6 – Resultados para o Edifício 1 sem alvenarias em que ocorreu rotura do pilar mais desfavorável de cada piso ($V_d/V_{NC} > 1.0$).

Piso 1	Média	0.53
	Mediana	0.54
	CoV	0.13
	Quantil 95%	0.63
	% Valores > 1.0	0%
Piso 2	Média	0.51
	Mediana	0.52
	CoV	0.14
	Quantil 95%	0.58
	% Valores > 1.0	0%
Piso 3	Média	0.34
	Mediana	0.34
	CoV	0.29
	Quantil 95%	0.47
	% Valores > 1.0	0%

De acordo com estes resultados, existe uma probabilidade de 95% dos pilares do piso 1 apresentarem valores de corte de cerca de 60% das capacidades das respetivas secções transversais, sendo que este valor se mantém para o piso 2. Para o terceiro piso, a probabilidade de o esforço transversal dos pilares ser superior a 53% da capacidade das respetivas secções transversais é de 5%.

De notar que os rácios correspondentes aos pilares dos 3 pisos são sempre inferiores a 1.0, sendo que rondam valores na ordem de 0.50 a 0.60, o que significa que as secções transversais dos pilares mais desfavoráveis estão a 50% ou 60% da sua capacidade. Observando a média (que é o valor de rácio que deverá ser inferior a 1.0 segundo o EC8-3), percebe-se que os valores rondam 0.50 nos pisos 1 e 2 e descem para 0.30 no piso 3, pelo que a segurança é cumprida.

Para os pilares de canto e de bordo resultaram percentagens de valores superiores a 1.0 de 0% para todos os pisos, sendo que o pilar central foi sempre o condicionante em termos de corte (obtendo valores superiores de rácio V_d/V_{NC}).

Relativamente aos deslocamentos entre pisos, foi traçado o gráfico da figura 7.1 para um dos vinte sismos analisados com o objetivo de perceber a evolução dos *drifts* com a altura do edifício.

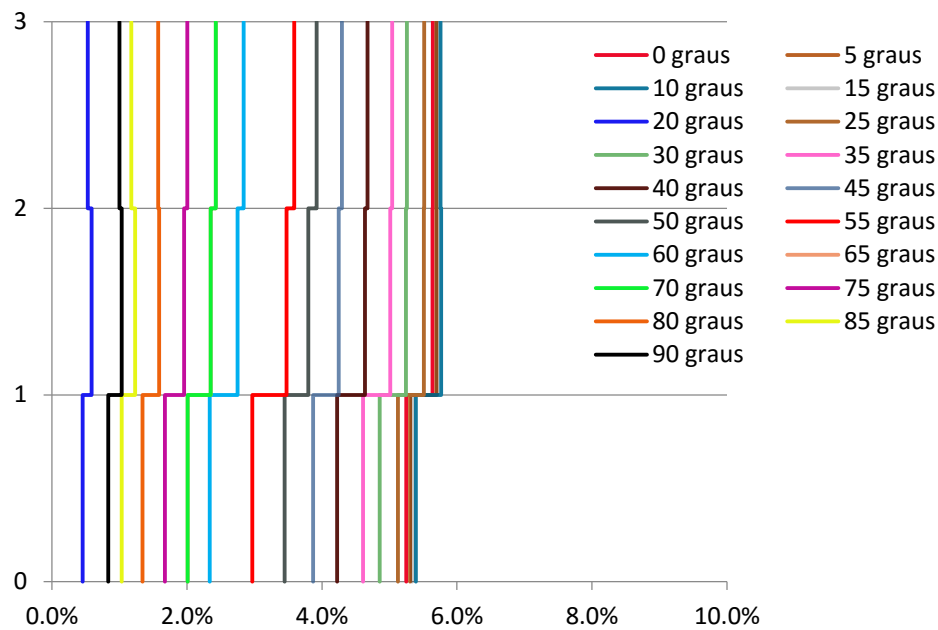


Fig. 7.1 – Gráfico da evolução dos deslocamentos relativos entre pisos, normalizados à altura dos pisos para um dos 20 sismos analisados.

Assim, é perceptível que a análise *pushover* efetuada em 6.2.5 originou curvas semelhantes às apresentadas, pelo que se percebe que, não sendo de esperar fortes contribuições dos modos superiores ao primeiro devido à perfeita regularidade da estrutura, os resultados são consistentes. O facto do *drift* se manter praticamente constante ao longo da altura significa que a deformada que a estrutura está a sofrer tem a forma triangular invertida (aproximadamente a deformada correspondente ao modo de vibração fundamental).

A tabela 7.7 mostra a mediana e o quantil dos 95% dos valores dos *drifts* para as direções principais do edifício (X e Y) e para a combinação das duas direções (SRSS¹⁰).

Tabela 7.7 – Valores de *drifts* em X, Y e combinação dos dois (SRSS) e respetivos dados estatísticos para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.

<i>Drifts</i> (%)	X	Y	SRSS
Média	1.71	1.72	2.32
Mediana	1.28	1.29	1.61
CoV	0.87	0.94	0.80
Quantil 95%	5.07	5.38	5.77

Observe-se que o valor mais significativo é sempre o da combinação dos *drifts*, sendo que é sempre interessante determinar os valores segundo as direções principais, visto que, regra geral, existe maior sensibilidade para os avaliar.

¹⁰ SRSS vem do inglês *Square Root of the Sum of the Squares* e é conhecida, em português, como Combinação Quadrática Simples (CQS).

De acordo com as análises efetuadas, existe 50% de probabilidade de ser atingido um valor de *drift* superior a 1.3% para as duas direções principais, sendo que combinando os efeitos dos deslocamentos relativos nas duas direções este valor sobe para 1.6%.

Nas análises realizadas, a probabilidade de o valor de *drift* correspondente à combinação SRSS ser inferior a 5.8% foi de 95%, o que significa que apenas em 5% dos casos será expectável que o valor do deslocamento relativo seja superior.

Na figura 7.2 são apresentados os valores da média, da mediana e do quantil dos 95% dos *drifts* registados nas 380 análises efetuadas com o efeito da variação do ângulo de incidência.

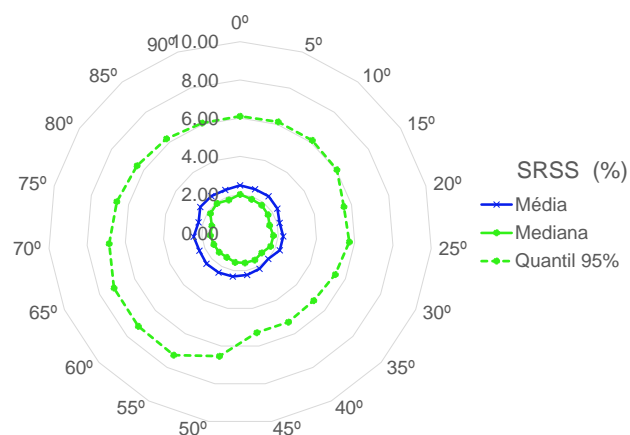


Fig. 7.2 – Média, mediana e quantil dos 95% da combinação SRSS dos *drifts* função do ângulo de incidência dos sismos estudados para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.

Na tabela 7.8 apresentam-se os valores da média, da mediana, do coeficiente de variação (CoV) e do quantil dos 95% da combinação dos *drifts* para cada um dos pisos do edifício e verifica-se que a evolução dos *drifts* por piso não é muito diferente, o que aliás já se tinha verificado no gráfico da figura 7.1.

Tabela 7.8 – Valores dos *drifts* dados pela combinação SRSS para os 3 pisos do edifício e respetivos dados estatísticos para o Edifício 1 sem paredes de alvenaria.

SRSS (%)	Piso 1	Piso 2	Piso 3
Média	2.07	2.29	2.28
Mediana	1.42	1.60	1.54
CoV	0.88	0.81	0.82
Quantil 95%	5.44	5.77	5.74

É de notar que a dispersão dos valores apresentados na tabela 7.8 é elevada e que a distribuição é assimétrica. De facto, a avaliação dos impactos dos valores dos *drifts* pode mudar dependendo do valor tomado como representativo, como é possível observar na tabela 7.9 onde são apresentadas escalas de dano em função do valor de *drift* na combinação SRSS propostas por Rossetto e Elnashai (2003) para todos os edifícios de betão armado.

Tabela 7.9 – Valores limite de *drift* para a combinação SRSS e respetivas escalas de dano para todas as estruturas de betão armado (Rossetto e Elnashai, 2003).

SRSS _{lim} (%)	0.00	0.13	0.19	0.56	1.63	3.34	>4.78
Danos	Nenhum	Leve	Ligeiro	Moderado	Elevado	Colapso parcial	Colapso

Tomando como representativo o valor da média e observando os valores da tabela 7.9, o dano do edifício será classificado como elevado a colapso parcial, considerando a mediana o dano será moderado a elevado e considerando o quantil dos 95% o dano levará ao colapso do edifício. O valor do quantil dos 95% parece ser demasiado conservativo, pelo que talvez a consideração dos valores correspondentes à média ou mediana sejam os mais representativos da resposta desta estrutura. O que é certo é que, independentemente de serem considerados representativos os valores da média, mediana ou do quantil dos 95%, o custo associado à reparação do edifício será sempre considerável (Foltz, 2004).

7.3. RESULTADOS DO EDIFÍCIO 1 COM ALVENARIAS

Para o Edifício 1 com alvenarias, a tabela 7.10 apresenta os resultados obtidos para os rácios θ_d/θ_{NC} de pilares, vigas segundo X e vigas segundo Y para os 3 pisos do edifício. Apresenta também valores com significado estatístico como a média, o quantil dos 50% (mediana), o quantil dos 95%, o coeficiente de variação (CoV) e ainda as percentagens de elementos com valores de θ_d/θ_{NC} superiores a 1.0.

Tabela 7.10 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 1 com alvenarias relativamente a θ_d / θ_{NC} .

		Pilares	Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	0.20	0.22	0.20
	Mediana	0.21	0.22	0.20
	CoV	0.10	0.13	0.14
	Quantil 95%	0.23	0.27	0.25
	% Valores > 1.0	0%	0%	0%
Piso 2	Média	0.14	0.18	0.18
	Mediana	0.14	0.19	0.18
	CoV	0.15	0.10	0.10
	Quantil 95%	0.18	0.21	0.21
	% Valores > 1.0	0%	0%	0%
Piso 3	Média	0.15	0.16	0.16
	Mediana	0.15	0.16	0.16
	CoV	0.16	0.12	0.15
	Quantil 95%	0.18	0.19	0.19
	% Valores > 1.0	0%	0%	0%

É perceptível que todos os elementos do edifício apresentam solicitações reduzidas, sendo que as rotações das secções de pilares e vigas são aproximadamente iguais a 20% da respetiva capacidade, pelo que nas 380 análises efetuadas a este edifício não ocorreu qualquer colapso relacionado com exigências de rotação em nenhum elemento.

Na tabela 7.11 são apresentados os resultados para o estado limite de dano significativo, sendo que não existiu igualmente nenhum elemento cuja rotação ultrapassasse o valor definido para a rotação limite θ_{SD} .

Tabela 7.11 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 1 com alvenarias relativamente a θ_d/θ_{sd} .

		Pilares	Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	0.27	0.30	0.27
	Mediana	0.27	0.29	0.27
	CoV	0.10	0.13	0.14
	Quantil 95%	0.31	0.37	0.33
	% Valores > 1.0	0%	0%	0%
Piso 2	Média	0.19	0.25	0.24
	Mediana	0.19	0.25	0.24
	CoV	0.15	0.10	0.10
	Quantil 95%	0.24	0.28	0.28
	% Valores > 1.0	0%	0%	0%
Piso 3	Média	0.20	0.22	0.22
	Mediana	0.20	0.22	0.21
	CoV	0.16	0.12	0.15
	Quantil 95%	0.24	0.26	0.26
	% Valores > 1.0	0%	0%	0%

A probabilidade de as rotações excederem as capacidades das secções para o estado limite de dano significativo foi de 0% nos elementos do Edifício 1 com alvenarias. Os rácios correspondentes ao piso 1 rondam 0.30, enquanto nos pisos 2 e 3 estes valores rondam 0.20. A amostra dos resultados da tabela 7.11 aparenta ser simétrica, uma vez que a média e a mediana são iguais.

A tabela 7.12 apresenta a informação sobre a percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis colapsaram devido ao facto de se ter verificado a condição $\theta_d/\theta_{NC} > 1.0$, apresentando também alguns dados de relevo estatístico. Os pilares mais desfavoráveis do Edifício 1 com alvenarias em termos de rotações foram os centrais para o piso 1 e os de canto para os pisos 2 e 3.

Tabela 7.12 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos sofreram colapso para o Edifício 1 com alvenarias devido às rotações das secções terem excedido as capacidades ($\theta_d/\theta_{NC} > 1.0$).

Piso 1	Média	0.20
	Mediana	0.21
	CoV	0.10
	Quantil 95%	0.23
	% Valores > 1.0	0%
Piso 2	Média	0.09
	Mediana	0.09
	CoV	0.25
	Quantil 95%	0.16
	% Valores > 1.0	0%
Piso 3	Média	0.06
	Mediana	0.05
	CoV	0.30
	Quantil 95%	0.09
	% Valores > 1.0	0%

Os valores demonstram, de novo, a tendência já assinalada de as exigências de rotação serem reduzidas em relação às capacidades das secções, pelo que o pilar mais desfavorável tem 95% de probabilidade de apresentar um rácio θ_d/θ_{NC} inferior a 0.23, pelo que a rotura não ocorreu para nenhum elemento.

A tabela 7.13 mostra a percentagem do número total de análises em que as exigências de deformação ultrapassaram os valores de rotação correspondentes ao estado limite de dano significativo ($\theta_d/\theta_{SD} > 1.0$) para os pilares mais desfavoráveis, bem como algumas variáveis relevantes do ponto de vista estatístico.

Tabela 7.13 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos do Edifício 1 com alvenarias tomaram valores de rotações superiores aos limites de dano significativo ($\theta_d/\theta_{SD} > 1.0$).

Piso 1	Média	0.27
	Mediana	0.27
	CoV	0.10
	Quantil 95%	0.31
	% Valores > 1.0	0%
Piso 2	Média	0.18
	Mediana	0.18
	CoV	0.18
	Quantil 95%	0.23
	% Valores > 1.0	0%
Piso 3	Média	0.19
	Mediana	0.19
	CoV	0.19
	Quantil 95%	0.24
	% Valores > 1.0	0%

É perceptível a tendência verificada anteriormente de as rotações serem reduzidas e, portanto, nenhuma das secções viola o estado limite de dano significativo.

A tabela 7.14 apresenta os valores dos rácios V_d/V_{NC} para as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 1 com paredes de alvenaria e alguns dados estatísticos de relevo.

Tabela 7.14 – Percentagem do número total de análises em que as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 1 com alvenarias tomaram valores de esforço transversal superiores ao limite ($V_d/V_{NC} > 1.0$).

		Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	0.58	0.57
	Mediana	0.58	0.57
	CoV	0.10	0.10
	Quantil 95%	0.67	0.65
	% Valores > 1.0	0%	0%
Piso 2	Média	0.53	0.51
	Mediana	0.53	0.51
	CoV	0.10	0.09
	Quantil 95%	0.63	0.59
	% Valores > 1.0	0%	0%
Piso 3	Média	0.46	0.45
	Mediana	0.45	0.45
	CoV	0.11	0.12
	Quantil 95%	0.54	0.54
	% Valores > 1.0	0%	0%

As vigas do piso 1 são as que apresentam valores de rácios V_d/V_{NC} mais elevados, pelo que se revelaram os elementos condicionantes neste caso. Ainda assim, para todas as vigas de todos os pisos o maior valor médio obtido para o rácio referido foi de 0.58, pelo que o critério do EC8-3 é respeitado, visto este valor ser inferior a 1.0. Mesmo para o quantil dos 95%, o máximo valor obtido foi 0.67, o que significa que para um valor que tem 5% de probabilidade de ser excedido, o esforço transversal atuante equivale a 67% da capacidade das secções transversais. Assim, percebe-se que a segurança é cumprida para este edifício.

A tabela 7.15 mostra a média, a mediana, o quantil dos 95%, o coeficiente de variação (CoV) e a percentagem do número total de análises em que os valores de rácios V_d/V_{NC} resultaram superiores a 1.0 para os pilares mais desfavoráveis do Edifício 1 com paredes de alvenaria.

Tabela 7.15 – Resultados para o Edifício 1 com alvenarias em que ocorreu rotura do pilar mais desfavorável ($V_d/V_{NC} > 1.0$).

Piso 1	Média	0.50
	Mediana	0.51
	CoV	0.09
	Quantil 95%	0.56
	% Valores > 1.0	0%
Piso 2	Média	0.26
	Mediana	0.24
	CoV	0.32
	Quantil 95%	0.41
	% Valores > 1.0	0%
Piso 3	Média	0.25
	Mediana	0.25
	CoV	0.15
	Quantil 95%	0.30
	% Valores > 1.0	0%

Os valores dos rácios V_d/V_{NC} dos pisos 1, 2 e 3 são inferiores a 1.0 mesmo para os pilares mais desfavoráveis, o que significa que não ocorre qualquer rotura por corte nas 380 análises efetuadas no Edifício 1 com paredes de alvenaria. Os valores médios dos rácios V_d/V_{NC} rondam 0.50 para o piso 1 e 0.25 para os pisos 2 e 3, pelo que as secções transversais dos pilares mais desfavoráveis do primeiro piso se encontram a 50% da sua capacidade e as dos segundo e terceiro pisos encontram-se a 25% da sua capacidade.

A tabela 7.16 mostra a média, a mediana, a coeficiente de variação (CoV) e o quantil dos 95% dos *drifts* para as direções principais do edifício (X e Y) e para a combinação das duas direções (SRSS).

Tabela 7.16 – Valores de *drifts* em X, Y e combinação dos dois (SRSS) e respetivos dados estatísticos para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.

<i>Drifts</i> (%)	X	Y	SRSS
Média	0.22	0.20	0.26
Mediana	0.21	0.20	0.26
CoV	0.27	0.28	0.18
Quantil 95%	0.32	0.30	0.36

É de salientar que os valores obtidos para o Edifício 1 com alvenarias apresentam pouca dispersão e que têm distribuições simétricas, sendo este último facto evidenciado pelos valores da média e da mediana serem muito próximos na avaliação das rotações, esforços de corte e *drifts*.

A figura 7.3 apresenta os valores da média, da mediana e do quantil dos 95% dos *drifts* registados nas 380 análises efetuadas com o efeito da variação do ângulo de incidência dos registos sísmicos.

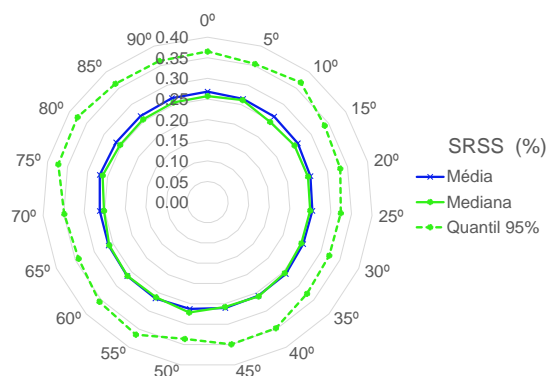


Fig. 7.3 – Média, mediana e quantil dos 95% da combinação SRSS dos *drifts* em função do ângulo de incidência dos sismos estudados para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.

Na tabela 7.17 apresentam-se os valores da média, da mediana, do quantil dos 95% e do coeficiente de variação (CoV) da combinação dos *drifts* para cada um dos pisos do edifício.

Tabela 7.17 – Valores dos *drifts* dados pela combinação SRSS para os 3 pisos do edifício e respetivos dados estatísticos para o Edifício 1 com paredes de alvenaria.

SRSS (%)	Piso 1	Piso 2	Piso 3
Média	0.25	0.26	0.16
Mediana	0.25	0.25	0.16
CoV	0.18	0.18	0.22
Quantil 95%	0.34	0.35	0.23

Na verdade, estes valores de *drifts* são ilustrativos dos resultados obtidos para rotações e esforços transversos nas vigas e pilares. De facto, as paredes de alvenaria são extremamente rígidas e dominam completamente o comportamento estrutural do edifício, resultando valores de *drifts* reduzidos que, por sua vez, resultarão em deformações e esforços relativamente baixos nos pilares e nas vigas. Com base na tabela 7.18, é possível perceber que o comportamento da estrutura se revelou elástico (facto consistente com os resultados apresentados para as rotações das secções), o que significa que as alvenarias resistem a grande parte dos esforços induzidos pela ação sísmica (o que é razoável que ocorra para edifícios de baixo porte, como é o caso (Lopes, 2008)).

Tabela 7.18 – Rácio entre valores de tensões atuantes e tensões máximas das alvenarias nas 380 análises efetuadas para o Edifício 1 com alvenarias.

Média	0.60
Mediana	0.63
coV	0.35
Quantil 95%	0.86
% Valores > 1.0	0%

O comportamento das alvenarias (como descrito em 6.2.4) foi modelado recorrendo a diagramas de tensão-extensão trilineares, como é visível na envolvente a verde na figura 7.4. A azul na mesma figura surge a resposta das alvenarias do piso 1, sendo claro que a máxima tensão instalada não atinge a tensão máxima da envolvente, pelo que as escoras não chegam a atingir a rotura.

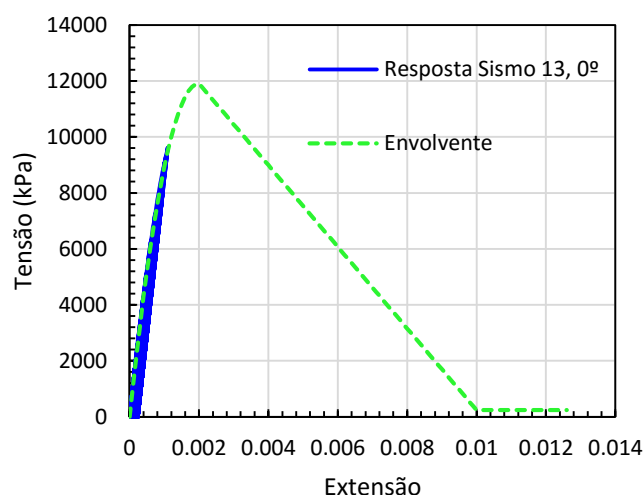


Fig. 7.4 – Diagrama tensão vs extensão das escoras que simulam as alvenarias do primeiro piso do Edifício 1, correspondente a 0 graus do 13º sismo analisado.

Este facto não invalida que, para os valores de *drifts* apresentados, as paredes não apresentem um nível de dano significativo, significando apenas que não foram atingidos níveis de deformações suficientemente elevados para as mesmas entrarem em rotura. De facto, de acordo com a tabela 7.19 e olhando aos valores de *drifts* apresentados na tabela 7.16, conclui-se que o dano esperado nas alvenarias do presente edifício poderá ser classificado como moderado a elevado (considerando o quantil dos 95% como representativo) ou como ligeiro a moderado (considerando a mediana como representativa) o que poderá implicar custos significativos de reparação destes elementos (Rossetto e Elnashai, 2003 e Foltz, 2004).

Tabela 7.19 – Valores limite de *drift* para a combinação SRSS e respetivas escalas de dano para estruturas porticadas com paredes de alvenaria (Rossetto e Elnashai, 2003).

SRSS _{lim} (%)	0.00	0.05	0.08	0.30	1.15	2.80	>4.36
Danos	Nenhum	Leve	Ligeiro	Moderado	Elevado	Colapso parcial	Colapso

7.4. RESULTADOS DO EDIFÍCIO 2 SEM ALVENARIAS

Dada a fragilidade expectável do Edifício 2 sem alvenarias em comparação com o Edifício 1 sem alvenarias, começou-se por avaliar o desempenho estrutural relativamente à capacidade resistente à formação de um mecanismo frágil nos pilares. Como se pode verificar na análise da tabela 7.20, os rácios entre a solicitação e a capacidade em corte dos pilares de todos os pisos excedem claramente o valor unitário que define a condição de estado limite do EC8-3.

Tabela 7.20 – Resultados obtidos para os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos do Edifício 2 sem alvenarias relativamente a V_d/V_{NC} .

Piso 1	Média	4.62
	Mediana	1.57
	CoV	1.27
	Quantil 95%	21.10
	% Valores > 1.0	98%
Piso 2	Média	4.47
	Mediana	1.55
	CoV	1.16
	Quantil 95%	17.81
	% Valores > 1.0	100%
Piso 3	Média	2.51
	Mediana	2.39
	CoV	0.36
	Quantil 95%	5.11
	% Valores > 1.0	100%

Como se pode verificar, os piores elementos em cada piso não apresentam diferenças substanciais, sendo atingida a capacidade última das secções em 98% a 100% das análises. Atente-se, igualmente, nos valores dos percentis 95%, os quais são bastante elevados, fator indicador de colapsos estruturais por deformações excessivas. Isto será, no entanto, expectável considerando o dimensionamento efetuado apenas com base no carregamento gravítico. É de salientar que a dispersão da amostra é bastante elevada, sobretudo nos pisos 1 e 2.

Observe-se, para concluir a análise sobre a fragilidade do Edifício 2 sem paredes de alvenaria, os valores dos rácios V_d/V_{NC} para as vigas segundo X e segundo Y presentes na tabela 7.21.

Tabela 7.21 – Resultados obtidos para as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 2 sem alvenarias relativamente a V_d/V_{NC} .

		Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	1.76	1.74
	Mediana	1.67	1.64
	CoV	0.10	0.09
	Quantil 95%	2.01	1.99
	% Valores > 1.0	100%	100%
Piso 2	Média	1.70	1.63
	Mediana	1.63	1.62
	CoV	0.09	0.05
	Quantil 95%	1.96	1.75
	% Valores > 1.0	100%	100%
Piso 3	Média	1.47	1.42
	Mediana	1.48	1.41
	CoV	0.06	0.06
	Quantil 95%	1.57	1.62
	% Valores > 1.0	100%	100%

É perceptível que os valores médios dos rácios correspondentes a esforço transversal nas vigas do presente edifício ultrapassam o valor limite de 1.0 proposto pelo EC8-3, valendo 1.70 para o piso 1, 1.65 para o piso 2 e 1.45 para o piso 3. A percentagem de colapsos obtidos nas análises efetuadas foi de 100%, pelo que os colapsos das vigas nos 3 pisos do edifício é um acontecimento certo. Os resultados são os esperados, uma vez que o Edifício 2 não teve as secções dos seus elementos dimensionadas para as exigências da ação sísmica e, desta forma, as suas secções não foram preparadas para resistir a esforços transversos tão elevados. É de salientar, também, que a dispersão da amostra que originou os resultados da tabela 7.21 é reduzida, uma vez que o coeficiente de variação (CoV) assume valores baixos.

Para complementar a análise efetuada, as figuras 7.5 e 7.6 apresentam as distribuições de probabilidade acumulada do *drift* máximo entre pisos para as 380 análises efetuadas.

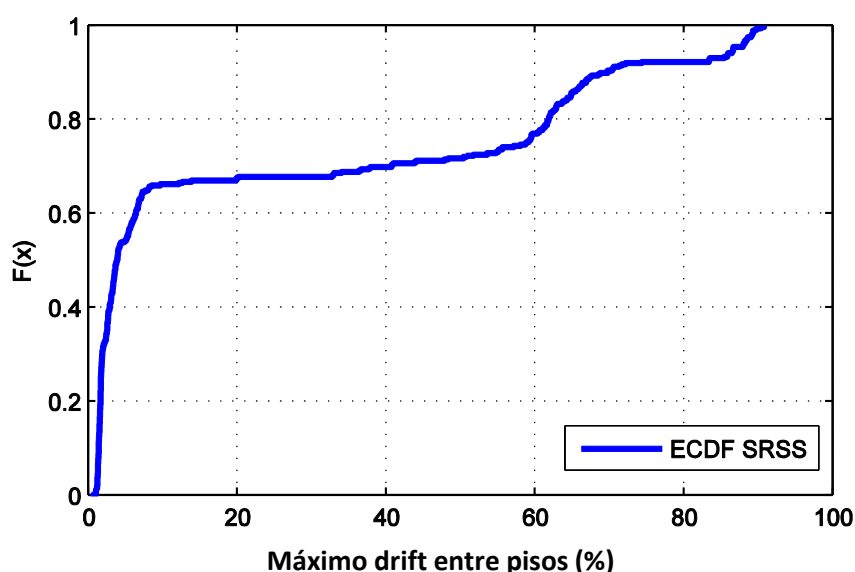


Fig. 7.5 – Distribuições de probabilidade acumulada do máximo *drift* entre pisos para a combinação SRSS (%).

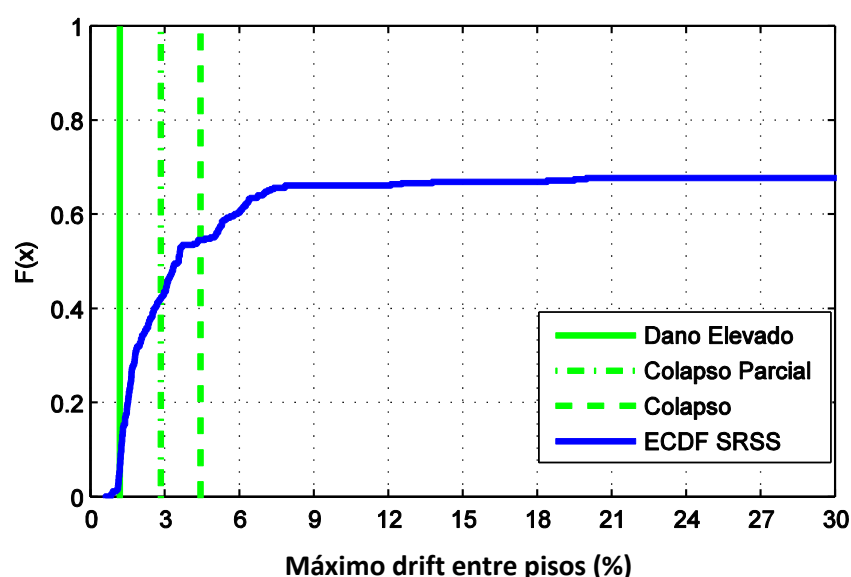


Fig. 7.6 – Comparação dos *drifts* máximos entre pisos com os limites impostos para estruturas com alvenarias para valores de abcissas inferiores a 30%, de acordo com Rossetto e Elnashai (2003).

Como se pode verificar na figura 7.5, o *drift* entre pisos apresenta valores compatíveis com a inexistência de rigidez, justificando assim o número de análises não convergidas durante o processo de simulação da resposta. A escala dos valores delimita claramente dois ramos: um ramo inicial até um valor de *drift* entre pisos de 6%, o qual é procedido de um segundo ramo com rápido aumento do valor de deslocamento relativo para reduzidos incrementos de probabilidade acumulada. Admite-se que, perante a não convergência no processo de simulação da resposta, o edifício colapsou, o que é corroborado pela evolução dos *drifts* após o valor de 6% ser atingido.

Analisando em particular a gama de deslocamentos relativos entre 0% e 30% (figura 7.6), estes dois ramos são mais objetivamente denotados. Em geral, cinco ramos podem ser identificados nesta gama

de *drifts*: entre os deslocamentos relativos 0% e 1%, 1% e 2%, 2% e 3.5%, 3.5% e 8% e superiores a 8%, respetivamente. Estes valores correspondem aproximadamente aos limites propostos por Rossetto e Elnashai (2003) para edifícios existentes com estrutura em betão armado, isto é, 1.63% para um estado de dano elevado, 3.34% para um estado de dano associado à ocorrência de colapsos parciais e 4.78% para um estado de dano associado ao colapso (tabela 7.9).

Assim, de acordo com os valores registados nas 380 análises efetuadas, para um período de retorno médio de 475 anos da ação, a estrutura apresenta 75% de probabilidade de apresentar dano moderado, tal como classificado por Rossetto e Elnashai (2003). Concordantemente, a estrutura apresenta 54% de probabilidade de exceder o estado limite definido por estes autores associado ao estado de dano de colapso parcial. Finalmente, no que concerne ao estado de dano de colapso, 46% das 380 análises efetuadas para a estrutura do Edifício 2 sem paredes de alvenaria excederam os valores definidos.

7.5. RESULTADOS DO EDIFÍCIO 2 COM ALVENARIAS

Para o Edifício 2 com alvenarias, a tabela 7.22 apresenta os resultados obtidos para os rácios θ_d/θ_{NC} de pilares, vigas segundo X e vigas segundo Y para os 3 pisos do edifício e valores estatisticamente relevantes como a média, o quantil dos 50%, o quantil dos 95%, o coeficiente de variação (CoV) e ainda a percentagem de elementos com valores de θ_d/θ_{NC} superiores a 1.0.

Tabela 7.22 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 2 com alvenarias relativamente a θ_d/θ_{NC} .

		Pilares	Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	1.61	0.48	0.58
	Mediana	1.35	0.47	0.51
	CoV	0.47	0.20	0.32
	Quantil 95%	2.90	0.64	0.90
	% Valores > 1.0	81%	0%	1%
Piso 2	Média	1.98	0.32	0.35
	Mediana	1.69	0.32	0.33
	CoV	0.35	0.13	0.20
	Quantil 95%	3.20	0.39	0.46
	% Valores > 1.0	98%	0%	0%
Piso 3	Média	1.06	0.25	0.26
	Mediana	1.00	0.26	0.26
	CoV	0.26	0.13	0.11
	Quantil 95%	1.46	0.31	0.31
	% Valores > 1.0	51%	0%	0%

Os pilares são os elementos com maiores exigências de deformação e as percentagens de colapsos nas 380 análises efetuadas para os pisos 1 e 2 foi de 81% e 98%, respetivamente, o que revela o fraco

desempenho sísmico do edifício. Ao observar os valores dos quantis dos 95% destes elementos, percebe-se que estes ultrapassam largamente o valor de 1.0, pelo que dificilmente não haverá colapso.

Quanto às vigas segundo X e segundo Y é perceptível pela observação dos valores da tabela 7.22 que a probabilidade de colapso foi nula e, nesse sentido, os valores dos quantis dos 95% são inferiores a 1.0, pelo que as maiores exigências de deformação ocorrerão nos pilares. De lembrar que estes elementos verticais têm secções transversais quadradas e com dimensões de 30cm, o que, juntamente com o facto de terem sido dimensionados apenas com base em cargas gravíticas, lhes conferirá pouca rigidez e capacidade de deformação, limitando assim a sua capacidade de dissipação de energia.

Na tabela 7.23 são apresentados os valores dos rácios θ_d/θ_{SD} para o limite de dano significativo.

Tabela 7.23 – Resultados obtidos para os 3 pisos do Edifício 2 com alvenarias relativamente a θ_d/θ_{SD} .

		Pilares	Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	2.15	0.64	0.77
	Mediana	1.80	0.63	0.68
	CoV	0.47	0.20	0.32
	Quantil 95%	3.86	0.86	1.19
	% Valores > 1.0	91%	1%	22%
Piso 2	Média	2.63	0.64	0.77
	Mediana	2.26	0.42	0.44
	CoV	0.35	0.13	0.20
	Quantil 95%	4.26	0.52	0.62
	% Valores > 1.0	100%	0%	0%
Piso 3	Média	1.41	0.34	0.34
	Mediana	1.34	0.34	0.34
	CoV	0.26	0.13	0.11
	Quantil 95%	1.95	0.41	0.41
	% Valores > 1.0	89%	0%	0%

A tendência apresentada na discussão sobre a tabela 7.22 mantém-se, pelo que os pilares sofreram bastante dano, violando o rácio limite de 1.0 proposto pelo EC8-3 para o estado limite de dano significativo.

A tabela 7.24 apresenta a informação sobre a percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis colapsaram devido a se ter verificado a condição $\theta_d/\theta_{NC} > 1.0$ nas 380 análises efetuadas, apresentando também alguns dados estatisticamente relevantes. Os elementos críticos em termos de rotações foram os pilares de bordo.

Tabela 7.24 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos sofreram colapso para o Edifício 2 com alvenarias devido às rotações das secções terem excedido as capacidades ($\theta_d/\theta_{NC} > 1.0$).

Piso 1	Média	1.53
	Mediana	1.34
	CoV	0.46
	Quantil 95%	2.66
	% Valores > 1.0	77%
Piso 2	Média	1.90
	Mediana	1.67
	CoV	0.34
	Quantil 95%	2.93
	% Valores > 1.0	98%
Piso 3	Média	1.02
	Mediana	0.99
	CoV	0.28
	Quantil 95%	1.46
	% Valores > 1.0	49%

Em 77% das 380 análises realizadas, os pilares do piso 1 sofreram colapso por exigências de rotação excessivas, sendo que o valor sobe para 98% no piso 2 e, finalmente, para o piso 3 obteve-se valores de rotações superiores à capacidade das secções em 49% das análises. Tanto utilizando o valor da média, como da mediana ou do quantil dos 95%, os resultados obtidos, independentemente do piso, mostram rácios θ_d/θ_{NC} superiores a 1.0 para os pilares mais desfavoráveis.

A tabela 7.25 mostra a percentagem do número total de análises em que as exigências de deformação ultrapassaram os valores de rotação correspondentes ao estado limite de dano significativo ($\theta_d/\theta_{SD} > 1.0$) para os pilares mais desfavoráveis, bem como algumas variáveis estatísticas de relevo.

Tabela 7.25 – Percentagem do número total de análises em que os pilares mais desfavoráveis dos 3 pisos do Edifício 2 com alvenarias tomaram valores de rotações superiores aos limites de dano significativo ($\theta_d/\theta_{SD} > 1.0$).

Piso 1	Média	2.05
	Mediana	1.79
	CoV	0.46
	Quantil 95%	3.55
	% Valores > 1.0	90%
Piso 2	Média	2.53
	Mediana	2.23
	CoV	0.34
	Quantil 95%	3.91
	% Valores > 1.0	100%
Piso 3	Média	1.36
	Mediana	1.31
	CoV	0.28
	Quantil 95%	1.95
	% Valores > 1.0	84%

Os resultados apresentados seguem a mesma lógica dos apresentados na tabela 7.24, sendo que como os valores limite para as rotações das secções são inferiores no estado limite de dano significativo por comparação ao estado limite de quase colapso, os valores da tabela 7.25 apresentam percentagens superiores em relação aos da tabela 7.24. Assim, o piso com melhor desempenho sísmico foi o terceiro, tendo obtido valores além do limite proposto pelo EC8-3 em 84% das análises realizadas. É de notar que a dispersão dos valores obtidos para a média, mediana e quantil dos 95% dos rácios associados a rotações é bastante elevada.

Na tabela 7.26, os valores dos rácios de V_d/V_{NC} são apresentados para as vigas segundo X e segundo Y, juntamente com dados estatísticos relevantes.

Tabela 7.26 – Percentagem do número total de análises em que as vigas segundo X e segundo Y dos 3 pisos do Edifício 2 com alvenarias tomaram valores de esforço transversal superiores ao limite ($V_d/V_{NC} > 1.0$).

		Vigas segundo X	Vigas segundo Y
Piso 1	Média	1.57	1.58
	Mediana	1.59	1.59
	CoV	0.12	0.13
	Quantil 95%	1.89	1.95
	% Valores > 1.0	100%	100%
Piso 2	Média	1.43	1.44
	Mediana	1.46	1.47
	CoV	0.11	0.11
	Quantil 95%	1.63	1.68
	% Valores > 1.0	100%	100%
Piso 3	Média	1.26	1.26
	Mediana	1.26	1.25
	CoV	0.07	0.07
	Quantil 95%	1.44	1.42
	% Valores > 1.0	100%	100%

É de notar, numa primeira fase, que a amostra é aproximadamente simétrica, sendo visível que os valores da média e da mediana se encontram relativamente próximos. Observando, numa segunda fase, os valores da média dos rácios correspondentes a esforços transversos, percebe-se que são sempre superiores a 1.0 e que, assim, o valor limite proposto pelo EC8-3 é violado. Mais, a probabilidade de colapsos devido a exigências de corte excessivas relativamente à capacidade das secções transversais das vigas foi 100%, independentemente do piso em análise, o que claramente é indicativo do não cumprimento da segurança.

A tabela 7.27 mostra a média, a mediana, o quantil dos 95%, o coeficiente de variação (CoV) e a percentagem do número total de análises em que os valores de rácios V_d/V_{NC} foram superiores a 1.0 para os pilares mais desfavoráveis do Edifício 2 com paredes de alvenaria.

Tabela 7.27 – Resultados para o Edifício 2 com alvenarias em que ocorreu rotura por esforço transversal do pilar mais desfavorável ($V_d/V_{NC} > 1.0$).

Piso 1	Média	0.47
	Mediana	0.43
	CoV	0.38
	Quantil 95%	0.91
	% Valores > 1.0	2%
Piso 2	Média	1.94
	Mediana	2.06
	CoV	0.22
	Quantil 95%	2.45
	% Valores > 1.0	98%
Piso 3	Média	1.61
	Mediana	1.61
	CoV	0.11
	Quantil 95%	1.89
	% Valores > 1.0	100%

No que respeita a esforços transversos, os pilares dos pisos 2 e 3 sofreram roturas em todas as análises efetuadas, o que torna evidente a vulnerabilidade destes elementos e a sua fraca preparação para exigências de corte compatíveis com a ação sísmica. Os pilares mais desfavoráveis para ambos os pisos foram os de canto. Olhando para os valores das médias dos rácios V_d/V_{NC} , percebe-se que os pilares mais desfavoráveis do piso 2 têm valores de esforços transversos atuantes 1.94 vezes superiores às capacidades das suas secções transversais, enquanto os do piso 3 apresentam valores de corte atuantes 1.61 vezes superiores às capacidades das suas secções transversais. Assim, como o EC8-3 define um rácio limite de 1.0 para a consideração de segurança, o Edifício 2 com alvenarias não verifica o critério de segurança. O valor de 2% de colapsos no primeiro piso observados na tabela 7.27 justifica-se, uma vez que as alvenarias do piso 2 entraram em rotura, originando a concentração dos esforços naquele piso. Assim, para valores de transversal atuante semelhantes entre pisos (devido a *drifts* aproximadamente iguais como será exposto de seguida), os valores dos rácios V_d/V_{NC} são superiores no piso 2.

A tabela 7.28 mostra a média, a mediana, o quantil dos 95% e o coeficiente de variação (CoV) dos *drifts* para as direções principais do edifício (X e Y) e para a combinação das duas direções (SRSS).

Tabela 7.28 – Valores de *drifts* em X, Y e combinação dos dois (SRSS) e respetivos dados estatísticos.

<i>Drifts</i> (%)	X	Y	SRSS
Média	0.23	0.23	0.28
Mediana	0.23	0.22	0.26
CoV	0.28	0.26	0.20
Quantil 95%	0.35	0.35	0.39

De acordo com a tabela 7.28, a probabilidade de os *drifts* combinados pela SRSS serem superiores a 0.28% foi de 50% nas análises realizadas, sendo que existiu apenas 5% de probabilidade de ser ultrapassado o valor de *drift* de 0.39%. É de notar que a dispersão dos valores de *drifts* é reduzida.

Na figura 7.7 são apresentados os valores da média, da mediana e do quantil dos 95% dos *drifts* registados nas 380 análises efetuadas incluindo o efeito da variação do ângulo de incidência dos registos sísmicos.

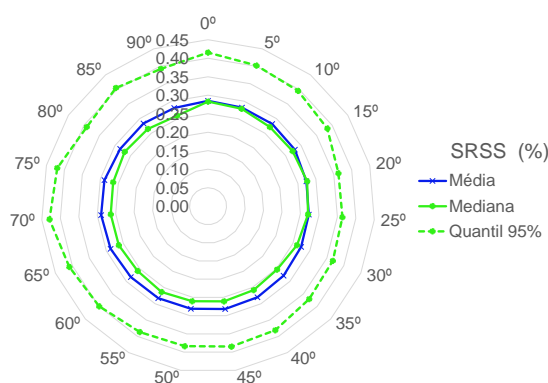


Fig. 7.7 – Média, mediana e quantil dos 95% da combinação SRSS dos *drifts* em função do ângulo de incidência dos sismos estudados para o Edifício 2 com paredes de alvenaria.

Na tabela 7.29 apresentam-se os valores da mediana e do quantil dos 95% da combinação dos *drifts* para cada um dos pisos do edifício.

Tabela 7.29 – Valores dos *drifts* dados pela combinação SRSS para os 3 pisos do edifício e respetivos dados estatísticos.

SRSS (%)	Piso 1	Piso 2	Piso 3
Média	0.27	0.28	0.18
Mediana	0.25	0.26	0.17
CoV	0.20	0.19	0.19
Quantil 95%	0.36	0.39	0.25

Como é possível observar, os valores de *drifts* atingidos são relativamente reduzidos, o que já havia sucedido para o Edifício 1 com paredes de alvenaria. De facto, estes elementos conferem ao conjunto

do edifício uma grande rigidez lateral, o que, por sua vez, originará pequenas deformações e, consequentemente, valores de *drifts* entre pisos reduzidos. Não obstante, os valores de *drifts* apresentados originam danos nos elementos, sendo que de acordo com a tabela 7.19 sugerida por Rossetto e Elnashai (2003), esse dano poderá ser classificado como moderado a elevado (considerando o quantil dos 95%), podendo naturalmente originar custos avultados de reparação dos elementos danificados (Foltz, 2004).

7.6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E COMPARAÇÃO COM A TOMADA DE DECISÃO DO MÉTODO JAPONÊS

7.6.1. COMPARAÇÃO ENTRE EDIFÍCIOS 1

Os rácios θ_d/θ_{NC} para o edifício sem alvenarias foram superiores a 1.0 em 26% das análises para os pilares do piso 1, sendo que nas vigas os valores rondaram os 20% em todos os pisos. Apenas os pilares do piso 1 apresentaram probabilidade superior a zero para o colapso, sendo que os pilares mais desfavoráveis deste piso colapsaram em 23% das análises efetuadas. Neste sentido, o piso 1 revelou o pior desempenho sísmico do edifício, o que vai de encontro aos valores resultantes da aplicação do Método Japonês apresentados em 5.6.3, onde o valor de I_s do piso térreo foi o mais reduzido.

Já para o edifício com alvenarias, os valores de θ_d/θ_{NC} foram inferiores a 1.0 nas 380 análises efetuadas para pilares e vigas, sendo que os pilares mais desfavoráveis não entraram em colapso em nenhuma ocasião. As alvenarias conferiram à estrutura do edifício uma rigidez lateral muito elevada, bem como um aumento de resistência considerável, pelo que as deformações obtidas não foram suficientemente elevadas para originar colapsos devido a exigências de rotação. Esta melhoria do desempenho sísmico foi captada pelo Método Japonês, uma vez que o valor de I_s subiu de 0.367 para 0.382, correspondendo, portanto, a uma melhoria do desempenho sísmico do edifício com paredes de alvenaria em 4% relativamente ao mesmo edifício sem a consideração das paredes. O valor de 4% parece, no entanto, corresponder a uma melhoria que na análise detalhada se revelou conservativa, uma vez que nesta análise a melhoria correspondeu à passagem de valores de colapsos de 20% para 0% no que às rotações diz respeito.

Para os valores de esforço transversal, verificou-se para o edifício sem alvenarias que a média de V_d/V_{NC} para os pilares mais desfavoráveis foi de 0.53 para o piso 1, 0.51 para o piso 2 e 0.34 para o piso 3 e ainda que houve 0% de roturas frágeis nestes elementos. Já para as vigas, os valores médios de V_d/V_{NC} foram de 0.65 para o piso 1, 0.68 para o piso 2 e 0.58 para o piso 3. Estes resultados são corroborados pelo Método Japonês, uma vez que o edifício foi classificado como seguro.

Já para o edifício com alvenarias, a tendência mantém-se. Os valores médios dos rácios V_d/V_{NC} para os pilares mais desfavoráveis são de 0.50 para o piso 1, 0.26 para o piso 2 e 0.25 para o piso 3, sendo que as percentagens de roturas associadas a esforços transversos foram de 0% para todos os pisos. Já para as vigas, os valores médios de V_d/V_{NC} foram de 0.58 para o piso 1, 0.53 para o piso 2 e 0.46 para o piso 3.

É interessante notar que nas 380 análises efetuadas existiram aproximadamente 20% de colapsos associados a rácios θ_d/θ_{NC} superiores a 1.0 para o edifício sem alvenarias e 0% de colapsos deste tipo para o edifício com alvenarias. Ora, no que ao esforço transversal diz respeito, a probabilidade de colapso foi 0% para qualquer um dos edifícios avaliados. Assim, tendo estes edifícios sido classificados como seguros segundo o Método Japonês, é perceptível que o conceito de segurança do método no caso específico do Edifício 1 sem paredes de alvenaria permite uma percentagem relativamente reduzida de colapsos (sobretudo em vigas) devidos a exigências de rotação, mas não admite qualquer colapso devido a exigências de corte.

A dispersão já referida dos valores dos *drifts* do Edifício 1 sem alvenarias origina algumas dúvidas sobre os valores a considerar como mais representativos, sendo que considerando a mediana dos valores, o *drift* na combinação SRSS é de 1.6%. Quanto ao Edifício 1 com alvenarias, a dispersão é significativamente inferior, sendo que para o quantil dos 95% o valor de *drift* para a combinação SRSS é de 0.36%. Apesar dos valores de *drift* serem claramente superiores para o edifício sem alvenarias, ambos os edifícios se enquadram na escala de dano moderado a elevado, de acordo com o proposto por Rossetto e Elnashai (2003) (tabelas 7.9 e 7.19). O Método Japonês foi capaz de captar o melhor comportamento sísmico do Edifício 1 com alvenarias, uma vez que para este edifício resultaram valores de índices de desempenho sísmico superiores aos do cálculo do edifício sem alvenarias. Mais, os valores dos sub-índices de resistência (apresentados no capítulo 5) dos pilares e paredes de alvenaria do Edifício 1 mostraram claramente a forte influência destes elementos no comportamento sísmico do edifício, o que é corroborado pelas análises não lineares dinâmicas realizadas.

7.6.2. COMPARAÇÃO ENTRE EDIFÍCIOS 2

Os valores médios obtidos para os rácios V_d/V_{NC} dos pilares mais desfavoráveis para o edifício sem alvenarias foram de 4.62 para o primeiro piso, 4.47 para o segundo e 2.51 para o terceiro, tendo originado roturas frágeis em todas as análises efetuadas. Já para as vigas, os rácios V_d/V_{NC} foram de 1.75 para o piso 1, 1.70 para o piso 2 e 1.45 para o piso 3, sendo a probabilidade de colapso de 100% nas análises realizadas. Assim, esta vulnerabilidade a esforços transversos revelada pelos elementos do Edifício 2 sem alvenarias associada à perda total de rigidez para valores de *drift* de 6% e à probabilidade de colapsos parciais e total ser de 75% e de 46%, leva a que o edifício sem alvenarias tenha um desempenho sísmico bastante deficiente. O Método Japonês foi capaz de reconhecer esta incapacidade do edifício sem alvenarias, uma vez que os valores de I_s eram manifestamente reduzidos (como foi comentado em 5.6.7).

O edifício com alvenarias, por sua vez, apresenta valores de *drift* relativamente reduzidos devido ao grande contributo para a rigidez global dado pelas paredes de alvenaria. Assim, o valor de *drift* na combinação SRSS para o quantil dos 95% foi de 0.39%, correspondendo a dano moderado a elevado na escala de dano proposta por Rossetto e Elnashai (2003). Apesar dos valores de *drift* não serem compatíveis com a perda total de rigidez da estrutura como aconteceu no edifício sem alvenarias, os valores dos rácios θ_d/θ_{NC} e V_d/V_{NC} são bastante elevados e incompatíveis com a segurança. De facto, os rácios θ_d/θ_{NC} foram superiores a 1.0 em 81% das análises para os pilares do piso 1, em 98% das análises para os pilares do piso 2 e em 51% das análises para os pilares do piso 3. Já para os rácios θ_d/θ_{NC} dos pilares mais desfavoráveis, foram obtidas probabilidades de colapso de 77% para o piso 1, de 98% para o piso 2 e 50% para o piso 3. Para os valores de corte, os rácios médios V_d/V_{NC} para os pilares mais desfavoráveis foram de 0.47 para o piso 1, 1.94 para o piso 2 e 1.61 para o piso 3. Já para as vigas, os rácios V_d/V_{NC} foram de 1.60 para o piso 1, 1.43 para o piso 2 e 1.26 para o piso 3, sendo a probabilidade de colapso de 100% nas análises realizadas. Assim, como se compreende, os valores apresentados para o edifício com alvenarias não são compatíveis com a consideração de segurança devido ao facto de as secções transversais da sua estrutura não terem sido preparadas para exigências de corte e rotação compatíveis com a ação sísmica. O Método Japonês foi capaz de reconhecer este fraco desempenho sísmico, tendo também revelado que o edifício com alvenarias teria um melhor desempenho à ação sísmica do que o edifício sem alvenarias, o que foi confirmado pela análise mais detalhada do comportamento dos dois edifícios.

7.6.3. COMPARAÇÃO ENTRE O EDIFÍCIO 1 E O EDIFÍCIO 2 SEM ALVENARIAS

A diferença entre o desempenho sísmico dos dois edifícios sem alvenarias está bem vincada nos resultados expostos em 7.2 e 7.4. O Edifício 1 apresenta percentagens de colapsos associados aos rácios θ_d/θ_{NC} e valores médios de V_d/V_{NC} que poderão ser compatíveis com a segurança do edifício, sendo que são admitidas percentagens de colapsos devido a exigências de rotação na ordem de 20% para vigas e não é admitido qualquer colapso devido a exigências de corte tanto para as vigas como para os pilares. Já os valores considerados mais representativos de *drift* na combinação SRSS correspondem a um dano moderado a elevado na escala sugerida por Rossetto e Elnashai (2003).

O Edifício 2, por sua vez, apresenta valores médios de V_d/V_{NC} absolutamente incompatíveis com a segurança, tanto para as vigas como para os pilares, sendo que para um valor de *drift* de 6% se dá a perda total de rigidez do edifício e, conseqüentemente, o colapso. Assim, o dano do edifício de acordo com a escala de Rossetto e Elnashai (2003) levará a colapsos parciais e globais numa esmagadora maioria das situações.

Estas diferenças estão relacionadas, sobretudo, com o tipo de dimensionamento dos pilares dos edifícios 1 e 2 e conseqüente discrepância das suas resistências. Como foi avaliado em 5.6.5.2, o Método Japonês reconhece a incapacidade dos elementos verticais do Edifício 2 em relação aos do Edifício 1, considerando que a resistência dos pilares do Edifício 2 é cerca de 1/3 da resistência dos pilares do Edifício 1. Assim, de acordo com o Método Japonês, o desempenho sísmico (dado por I_s) do Edifício 1 é cerca de 3 vezes superior ao desempenho sísmico do Edifício 2.

7.6.4. COMPARAÇÃO ENTRE O EDIFÍCIO 1 E O EDIFÍCIO 2 COM ALVENARIAS

A diferença do desempenho sísmico dos edifícios com alvenarias não é tão grande como para os edifícios sem alvenarias, uma vez que as paredes têm a particularidade de homogeneizar a rigidez dos edifícios. Desta forma, os valores de *drift* para a combinação SRSS são aproximadamente iguais entre os dois edifícios, levando a que o dano seja considerado moderado a elevado de acordo com Rossetto e Elnashai (2003) para ambos os casos.

Neste sentido, a principal diferença entre os dois edifícios encontra-se, à semelhança do ponto 7.6.3, nos elementos verticais resistentes e na sua capacidade de deformação e dissipação de energia. Assim, os elementos do Edifício 1 estão claramente melhor preparados para absorver as deformações impostas pelos sismos quando comparados com os do Edifício 2, uma vez que as suas secções tiveram dimensionamento sísmico resistente. Ora, é exatamente esta capacidade que faz com que os rácios θ_d/θ_{NC} e V_d/V_{NC} para o Edifício 1 sejam compatíveis com a segurança, ao contrário dos valores obtidos para o Edifício 2.

Novamente, à semelhança do que já foi exposto em 7.6.3, o Método Japonês reconhece o melhor desempenho sísmico do Edifício 1 em comparação com o Edifício 2 com base nos valores dos sub-índices de resistência dos pilares, conforme apresentado em 5.6.5.1.

8. Conclusão

8.1. SÍNTESE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Ao longo do presente trabalho a crítica, a discussão e as conclusões foram sendo apresentadas, no entanto considera-se importante fazer uma síntese das principais conclusões obtidas.

A consciencialização de que a ação sísmica tem características de periodicidade é importante para entender a ameaça de um sismo ocorrer a qualquer momento. Sendo impossível prever com exatidão a ocorrência de um destes fenómenos, é possível dotar as estruturas de capacidade de resposta adequada com o objetivo de tornar as cidades mais resilientes, mitigando assim os fortes impactes diretos e indiretos que os sismos recentes têm provocado nas sociedades.

Particularmente em Portugal é importante desmitificar a ideia de que a ação sísmica é secundária e que não merece dimensionamento e cuidados de execução acrescidos. Existem muitos edifícios do país em zonas de sismicidade média que i) são muito antigos ou ii) não tiveram qualquer tipo de dimensionamento sísmico resistente, nem cuidados de execução especiais. Assim, espera-se que um eventual fenómeno sísmico de média magnitude que possa atingir Portugal nos próximos anos tenha um impacto muito forte a nível de perdas diretas e indiretas, como se analisou no capítulo 2 com os exemplos concretos de duas realidades próximas.

Neste sentido, torna-se importante surgirem metodologias simplificadas de avaliação de segurança sísmica de edifícios que tornem possível a catalogação do parque edificado português, permitindo perceber quais os edifícios que apresentam níveis de segurança satisfatórios e aqueles onde serão necessárias avaliações mais detalhadas ou, eventualmente, soluções de reforço estrutural.

Surgem, portanto, o método do ASCE 41-13, o da NBCC e ainda o Método Japonês como as metodologias simplificadas com maior aptidão para serem aplicadas na prática, com especial enfoque para o facto de serem metodologias universais, isto é, passíveis de ser aplicadas por todo o mundo.

No âmbito do presente trabalho, foi estudado com detalhe o Método Japonês, existindo, assim, a perceção das vantagens que o método apresenta, assim como as suas principais desvantagens. Optou-se, neste capítulo, pela enumeração das desvantagens do método com o objetivo de poder aperfeiçoá-lo no futuro. Neste sentido, as desvantagens do Método Japonês são as seguintes:

- A não ponderação específica da existência de pisos estruturalmente frágeis (Stolovas, 2009);
- A não indicação sobre o procedimento de cálculo para o valor limite que o índice de elementos não estruturais poderá tomar. Apesar de não darem origem ao colapso dos edifícios, os danos nos elementos não estruturais poderão levar a perdas económicas muito mais relevantes do que os danos na estrutura (Lopes, 2008);

- A rigidez da condição para a tomada de decisão poderá ser um entrave em cenários de grande proximidade de valores do índice de solicitação e o índice de desempenho estrutural.

O método não penaliza a irregularidade em altura com a mesma importância que o faz para a irregularidade em planta. Talvez o mais adequado fosse existir uma penalização igual nos dois cenários, visto estes serem os critérios considerados mais relevantes para o desempenho sísmico dos edifícios em todas as metodologias simplificadas de avaliação de segurança sísmica estudadas no âmbito deste trabalho.

A não indicação do cálculo do valor limite do índice dos elementos não estruturais poderá não ser um defeito do Método Japonês, mas uma dificuldade de encontrar bibliografia que documente esse cálculo, sendo que nos trabalhos desenvolvidos em Portugal até ao momento ninguém conseguiu obter informações sobre este parâmetro. No anexo D deste trabalho é efetuado um esforço para poder tomar uma decisão com base na gama de valores possíveis que o cálculo do índice não estrutural origina, mesmo sem a possibilidade de os comparar com limites adequadamente definidos em documentação.

Quanto à tomada de decisão, seria mais adequada a divisão em classes de risco sísmico em função do valor do índice estrutural, como a utilizada para várias metodologias descritas no presente trabalho. Para colmatar esta desvantagem existem algumas publicações sobre o método de onde se destacaram as de i) Otani (2000) e ii) as de Boduroglu et al. (2004):

i) Otani (2000) sugere para valores de índices de desempenho estruturais acima de 60% a 70% os edifícios poderão ser considerados como seguros;

ii) Boduroglu et al. (2004) sugere a escala seguinte:

Se $I_s \geq 0.7 I_{s0} \Rightarrow$ Os pisos poderão ser classificados como seguros;

Se $I_s > 0.4 I_{s0} \Rightarrow$ Os pisos poderão ser usados com o nível de segurança atual;

Se $I_s \leq 0.4 I_{s0} \Rightarrow$ Os pisos necessitam de um estudo mais aprofundado para concluir sobre a adequação do seu uso em segurança.

Naturalmente que estas propostas, sendo menos exigentes, implicam um dano superior do que o proposto na norma japonesa, mas desde que este dano seja compatível com a segurança da estrutura, os pisos dos edifícios avaliados poderão ser considerados seguros e, consequentemente, os edifícios como um todo terão níveis de segurança adequados.

Quanto à aplicação do Método Japonês à realidade portuguesa, os estudos realizados por Pires (1990) permitem perceber que os valores das grandezas τ e α sugeridos pela norma japonesa são adequados. Sendo que a publicação referente à inclusão de paredes de alvenaria no cálculo dos sub-índices de resistência (PAHO, 2000) tem a dificuldade de quantificação da tensão tangencial média (τ_0), os ensaios de Pires (1990) revelaram-se importantes para concluir que a média dos modelos testados originou valores de 0.44 MPa para esta grandeza, conferindo assim uma maior consistência na sua avaliação. Não obstante, é importante referir que estes valores são extremamente variáveis e dependem de muitas grandezas não facilmente quantificáveis no âmbito de um método simplificado.

A adaptação do índice de solicitação sísmica à realidade europeia é, sem dúvida, uma grande mais-valia para a aplicação do método, uma vez que o torna atualizado em função do EC8-1. Assim, os parâmetros envolvidos para a aplicação do Método Japonês são perfeitamente conhecidos e não oferecem dificuldades.

A aplicação do Método Japonês aos edifícios estudados revelou a sua capacidade de distinguir edifícios com dimensionamento sísmico resistente e edifícios dimensionados apenas para cargas

gravíticas. Foi também possível perceber a influência das paredes de alvenaria no comportamento dos edifícios avaliados, concluindo-se que têm uma forte influência na resistência do conjunto, uma vez que os edifícios estudados são de baixo porte (Lopes, 2008). No anexo J, foi realizada a análise da influência de parâmetros em relação aos quais existiam algumas dúvidas sobre os valores a adotar (F_c e q) e concluiu-se que a essa influência é de segunda ordem.

Após a análise não linear dinâmica efetuada aos quatro edifícios avaliados no âmbito deste trabalho e a aplicação do Método Japonês aos mesmos edifícios, verificou-se o seguinte:

O Edifício 1 sem paredes de alvenaria apresenta rácios θ_d/θ_{NC} superiores a 1.0 para as vigas em 20% das análises nos 3 pisos e para os pilares mais desfavoráveis em 23% das análises dos pilares do primeiro piso, sendo que ocorreram rácios V_d/V_{NC} superiores a 1.0 em 0% das análises efetuadas para vigas e pilares. Este edifício foi tomado como seguro pela aplicação do Método Japonês.

O Edifício 1 com paredes de alvenaria não apresentou em nenhuma análise rácios θ_d/θ_{NC} e V_d/V_{NC} superiores a 1.0 para as vigas e para pilares nas condições avaliadas, tendo sido tomado como seguro pela aplicação do Método Japonês.

O Edifício 2 sem paredes de alvenaria apresenta rácios V_d/V_{NC} superiores a 1.0 para as vigas em 100% das análises nos 3 pisos e para os pilares mais desfavoráveis. O Método Japonês classifica este edifício como não seguro, o que parece bastante razoável.

O Edifício 2 com paredes de alvenaria não apresentou rácios θ_d/θ_{NC} superiores a 1.0 para as vigas nos 3 pisos, sendo que apresentou valores superiores a 1.0 para os pilares mais desfavoráveis em 77% das análises no piso 1, 98% das análises no piso 2 e 49% das análises no piso 3. Rácios V_d/V_{NC} superiores a 1.0 ocorreram em 100% das análises para as vigas dos 3 pisos e os pilares mais desfavoráveis tiveram valores superiores a 1.0 em 2% das análises para o piso 1, 98% das análises para o piso 2 e 100% das análises para o piso 3. Este edifício foi considerado não seguro pela aplicação do Método Japonês, o que novamente parece bastante razoável.

Conclui-se que a base do Método Japonês é robusta e que este apresenta potencial para ser utilizado na avaliação de edifícios de betão armado a larga escala em Portugal. Não obstante, é importante calibrar os valores de alguns parâmetros sugeridos pela norma japonesa à realidade nacional e prosseguir com trabalhos semelhantes ao realizado nesta dissertação, aumentando assim a base de dados dos edifícios avaliados e, portanto, a consistência das conclusões retiradas.

8.2. PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Uma questão importante seria a realização de ensaios às alvenarias portuguesas atuais, com o objetivo de calibrar o melhor possível os parâmetros α e τ do Método Japonês à realidade nacional, uma vez que os resultados dos ensaios de Pires (1990) se revelaram, em alguns dos modelos expostos, demasiado conservativos. Assim, calibrando mais adequadamente estes valores às tipologias construtivas e aos materiais comumente utilizados em Portugal, a aplicação do método seria mais precisa, não originando valores excessivamente conservativos que possam colocar em causa a sua aplicação.

A classificação do Método Japonês como procedimento válido para avaliar a vulnerabilidade sísmica de edifícios em larga escala em Portugal implica a sua aplicação a mais casos de estudo, sugerindo-se que nos próximos passos de desenvolvimento de trabalhos se continue a avaliar estruturas simples e, numa fase posterior, se avaliem estruturas mais complexas com o objetivo de aumentar a base de dados de edifícios avaliados que permita tirar conclusões mais consistentes.

De notar que o presente trabalho procurou contribuir com a aplicação do método e respetiva análise dinâmica não linear para sistemas estruturais constituídos por pórticos e paredes de alvenaria. A principal sugestão passa pela replicação deste trabalho a um conjunto suficientemente elevado de edifícios a nível nacional que permita perceber se o método tem consistência suficiente para ser aplicado num futuro próximo na avaliação da segurança sísmica de edifícios a larga escala, ou se será necessário reformulá-lo para obter melhores resultados.

Após a replicação deste trabalho a um número significativamente elevado de edifícios que permita obter uma base de dados robusta, será possível estabelecer limites para os rácios θ_d/θ_{NC} e V_d/V_{NC} para os quais os edifícios avaliados pelo Método Japonês poderão ser considerados como seguros. No presente trabalho foi evidente que a presença das alvenarias poderá alterar o comportamento estrutural dos edifícios de forma vincada, pelo que, nesse sentido, será importante que os próximos desenvolvimentos sobre o tema incluam a influência destes elementos. Sugere-se, assim, o estudo de edifícios com vão periféricos totalmente preenchidos com paredes de alvenaria e de edifícios considerando uma redução da rigidez inicial e da resistência máxima dessas paredes de alvenaria para ter em conta a existência de aberturas como portas e janelas de acordo, por exemplo, com a sugestão da NZSEE (2006).

Numa última fase e estando o Método Japonês integrado num processo com 3 níveis de aplicação, será interessante incluir os níveis 2 e 3 (descritos detalhadamente nos anexos G e H) de forma a poder aumentar o rigor da análise nos casos em que o nível 1 classificar os edifícios com níveis de segurança insuficientes. Neste sentido, é necessário equacionar se as implicações da recolha adicional de informações sobre as estruturas dos edifícios e o acréscimo da complexidade de cálculo que os níveis 2 e 3 implicam, compensam o acréscimo de rigor obtido.

Referências

Abdelkareem, K. H., Sayed, F. A., Ahmed, M. H., & AL-Mekhlafy, N. (2013). Equivalent strut width for modeling rc infilled frames. N. AL-Mekhlafy et al., Equivalent strut width for modeling RC infilled frames, 851-866.

Aboutmoney (2015) <http://useconomy.about.com/od/criticalissues/a/Japan-Earthquake.htm> (Acedido em Maio de 2016).

Achs, G. e C. Adam. "A Rapid-Visual-Screening Methodology for the Seismic Vulnerability Assessment of Historic Brick-Masonry Buildings in Vienna." *Bulletin of Earthquake Engineering* 10.6 (2012): 1833-1856.

Achs, G. e C. Adam. "Risk assessment of historic residential brick-masonry buildings in Vienna by Rapid-Visual-Screening." III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2011). No. 419. paper, 2011.

ACI 318 (1995) Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan USA.

ACI 530 (2011) Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan USA.

Alam, N., M. Shahria Alam, e S. Tesfamariam. "Buildings' seismic vulnerability assessment methods: a comparative study." *Natural hazards* 62.2 (2012): 405-424.

Albuquerque, P (2008). "Seismic vulnerability assessment of medium-rise buildings using the Index Method: the case of block# 22 of Santa Maria Hospital."

Albuquerque, P. (2008) Metodologia de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica Estrutural do Ministério de Construção do Japão. Diss. Universidade de Lisboa, 2008.

Araújo M, Macedo L, Marques M, Castro JM (2016). Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 45: 129–148. doi:10.1002/eqe.2620.

ASCE 41 (2013) Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-13). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.

Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1508-1517.

Athanassiadou, Christina J., George G. Penelis e Andreas J. Kappos. "Seismic response of adjacent buildings with similar or different dynamic characteristics." *Earthquake spectra* 10.2 (1994): 293-317.

Bal, I. E., F. G. Gulay e S. S. Tezcan. "A new approach for the preliminary seismic assessment of RC buildings: P25 Scoring Method." *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* October. 2008.

Barros e Figueiras (2010) "Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2".

E. Bazan and R. Meli, "Seismic Analysis Of Structures With Masonry Walls," in 7th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. 5, International Association of Earthquake Engineering (IAEE), Tokyo, 1980, pp. 633–640.

Biskinis, D. E. "Deformations of concrete members at yielding and ultimate." University of Patra, Greece (2006).

Biskinis, D. I. O. N. Y. S. I. S., and M. Fardis. "Deformations of concrete members at yielding and ultimate under monotonic or cyclic loading (including repaired and retrofitted members)." *Report Series in Structural and Earthquake Engineering*, Report No. SEE 1 (2009).

Boduroglu, H., Ozdemir, P., Ilki, A., Sirin, S., Demir, C., & Baysan, F. (2004, August). Towards a modified rapid screening method for existing medium rise RC buildings in Turkey. In *13th World Conference on Earthquake Engineering* (Vol. 13, pp. 1-6).

Britannica (2016) <http://www.britannica.com/science/seismic-wave> (Acedido em Junho de 2016).

Brzev, Donald Anderson Svetlana. "Seismic design guide for masonry buildings." (2009).

Burton, Henry e Gregory Deierlein. "Simulation of seismic collapse in nonductile reinforced concrete frame buildings with masonry infills." *Journal of Structural Engineering* 140.8 (2013): A4014016.

Campione, G., Cavaleri, L., Macaluso, G., Amato, G., & Di Trapani, F. (2015). Evaluation of infilled frames: an updated in-plane-stiffness macro-model considering the effects of vertical loads. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(8), 2265-2281.

Celarec, Daniel, Paolo Ricci, and Matjaž Dolšek. "The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames." *Engineering Structures* 35 (2012): 165-177.

CEN (2004) EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

CEN (2004) NP EN 1992-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

CEN (2005) EN 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

CEN (2010) EN 1998-3:205/AC. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Corrigendum. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

Chopra, Anil K. (1995) *Dynamics of structures*. Vol. 3. New Jersey: Prentice Hall, 1995.

Clough, Ray W. e Joseph Penzien (1995). *Dynamics of structures*. No. Monograph. 1975.

Coburn, A. e Spence, R. (2002) "Earthquake Protection". John Wiley & Sons, Chichester, England, UK.

Correia (2013) <http://pt.slideshare.net/nunocorreia/cincias-naturais-7-sismologia> (Acedido em Maio de 2016).

D'ayala, D. e E. Speranza. "An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings." *disp 3.1* (2002): 3-3.

D'Ayala, Dina, J. Worth e O. Riddle. "Realistic shear capacity assessment of infill frames: Comparison of two numerical procedures." *Engineering Structures* 31.8 (2009): 1745-1761.

da Silva, A., Gramaxo, A., Santos, M., & Félix, J. (2008). *Terra, universo de vida—Biologia e Geologia—Componente de Geologia—10º ano. Porto: Porto Editora.*

Daniell, J., Hoechner, A., Wenzel, F. e Zschau, J. (2012) "Ferrara Earthquake Sequence 20.5.2012 – 29.5.2012". Center for Disaster Management and Risk Reduction Technology.

Dawe, J. L. e C. K. Seah. "Lateral load resistance of masonry panels in flexible steel frames." *Brick and Block Masonry*(8 th IBMAC) London, Elsevier Applied Science, 2 (1988): 606-616.

de Matos Fernandes, Manuel (2011a). "Mecânica dos Solos—Introdução à engenharia geotécnica." FEUP edições, 2011.

de Matos Fernandes, Manuel (2011b). "Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais". FEUP edições, 2011.

Dolšek, Matjaž e Peter Fajfar. "The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—a deterministic assessment." *Engineering Structures* 30.7 (2008): 1991-2001.

EPPO (2013) Code for structural interventions. earthquake planning and protection organization of Greece, Ministry of Environment Planning and Public Works, Greece.

Erberik, M. Altug. "Seismic risk assessment of masonry buildings in Istanbul for effective risk mitigation." *Earthquake Spectra* 26.4 (2010): 967-982.

Fardis, M. (2008) Design of buildings for earthquake resistance, according to Eurocode 8-Part 1.

FEMA 154 (2002) Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards. National Earthquake Hazard Reduction Program. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., Maryland, USA.

FEMA 310 (1998) Handbook for the seismic evaluation of buildings - A prestandard. National Earthquake Hazard Reduction Program. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., Maryland, USA.

FEMA, 2008, Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646 Report, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Redwood City, California.

Ferreira, T., R. Vicente, and H. Varum. "Seismic vulnerability assessment of masonry facade walls." Proceedings of the 14th European conference on earthquake engineering (14 ECEE). Ohrid, Republic of Macedonia. Vol. 30. 2010.

Foltz, Raymond. "Estimating seismic damage and repair costs." MAE Center Project CM-4, The Citadel, Texas A&M (2004).

FoxNews (2009) <http://www.foxnews.com/story/2009/04/15/italy-quake-reconstruction-to-cost-at-least-16-billion.html> (Acedido em Maio de 2016).

Fukuyama, H., G. Tumialan, e A. Nanni. "Japanese design and construction guidelines for seismic retrofit of building structures with frp composites." FRP Composites in Civil Engineering. Proceedings of the International Conference on FRP composites in Civil Engineering. No. Volume 1. 2001.

Giovinazzi, S., S. Lagomarsino e S. Pampanin. "Vulnerability methods and damage scenario for seismic risk analysis as support to retrofit strategies: an European perspective." (2006).

Haselton, Curt B. e Pacific Earthquake Engineering Research Center. Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.

Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou (2015a) "Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings." Hellenic Open University, Patras, Grécia (em grego).

Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou (2015b). "Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings." Soil Dynamics and Earthquake Engineering 72 (2015): 77-88.

Hill, M. P. e T. Rossetto. "Do existing damage scales meet the needs of seismic loss estimation." The 14th World Conference on Earthquake Engineering. 2008.

Holmes, Malcolm. "Steel frames with brickwork and concrete infilling." proceedings of the Institution of civil Engineers 19.4 (1961): 473-478.

Holzer, Thomas L. e James C. Savage. "Global earthquake fatalities and population." Earthquake Spectra 29.1 (2013): 155-175.

HSTRY (2016). Earth Geological e Climatic History <https://edu.hstry.co/timeline/earth-geological-and-climatic-history-0cf23449-74ae-4a81-bbf7-fbbb175fc359> (Acedido em Junho de 2016).

Ibarra, Luis F. e Helmut Krawinkler. Global collapse of frame structures under seismic excitations. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2005.

IST (2016), Grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado, Instituto Superior Técnico de Lisboa. <http://www.civil.ist.utl.pt/~crisina/ee/Tabelas.pdf>.

Jain, S. K., Mitra, K., Kumar, M., & Shah, M. (2010). A proposed rapid visual screening procedure for seismic evaluation of RC-frame buildings in India. Earthquake Spectra, 26(3), 709-729.

JBDPA, 2005. Standard for evaluation of seismic capacity of existing reinforced concrete buildings. Tokyo, Japan: Japan Building Disaster Prevention Association.

Klingner, Richard E. e Vitelmo V. Bertero. "Earthquake resistance of infilled frames." Journal of the structural division 104.6 (1978): 973-989.

Kundak, Seda. "Economic loss estimation for earthquake hazard in Istanbul." 44th European Congress of the European Regional Science Association. Regions and Fiscal Federalism. 2004.

Lapa (2016). Laboratório de Paleontologia da Amazônia. http://ufr.br/lapa/index.php?option=com_content&view=article&id=%2094 (Acedido em Maio de 2016).

Livermore, S. (2014) Evaluation of Tsunami Design Codes and Recommendations for Bridges Susceptible to Tsunami Inundation.

Lopes, H. (2007) Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP. Diss. Universidade Técnica de Lisboa, 2002.

Lopes, Mário (2008) "Sismos e edifícios." Orion.

Lucchini, Andrea, Paolo Franchin, e Fabrizio Mollaioli. "Probabilistic seismic demand model for nonstructural components." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* (2015).

Macedo L, Araújo M, Castro JM. (2013). Assessment and calibration of the harmony search algorithm for earthquake record selection. *Proceedings of the Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vienna, Austria.

Mainstone, Rowland J., e G. A. Weeks. The influence of a bounding frame on the racking stiffness and strengths of brick walls. Building Research Station, 1972.

Mander, J. B., M. J. N. Priestley e Ro Park. "Observed stress-strain behavior of confined concrete." *Journal of structural engineering* 114.8 (1988): 1827-1849.

Martins, J. (2011) Avaliação da Segurança Sísmica das Construções – Método Japonês. Diss. Universidade de Aveiro, 2011.

Matlab (2008) TheMathWorks, Inc. <http://www.mathworks.com/> (Acedido em Maio de 2016).

McKenna F, Fenves GL, Scott MH. OpenSees: open system for earthquake engineering simulation, version 2.4.4. PEER. University of California, Berkeley, CA. Available from: <http://opensees.berkeley.edu> (Acedido em Março de 2016).

Mercopress (2010) <http://en.mercopress.com/2010/03/18/chile-s-quake-death-toll-700-and-economic-damage-18-of-gdp> (Acedido em Maio de 2016).

Mondal, Goutam e Sudhir K. Jain. "Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening." *Earthquake Spectra* 24.3 (2008): 701-723.

Mpampatsikos (2008) A critical review of the r.c. frame existing building assessment procedure according to eurocode 8 and italian seismic code, Diss. University of Pavia.

MTCT (2008) P100-3 - Seismic Design Code - Part 3: Provisions for seismic assessment of existing buildings. Ministry of Transport, Construction and Tourism, Bucharest, Romania (in Romanian).

Murakami, M., Hara, K., Yamaguchi, H., & Shimazu, S. (1987). Seismic capacity of reinforced concrete buildings which suffered 1987 Chibaken-toho-oki earthquake.

NASA (2011) <http://www.nasa.gov/topics/earth/features/japanquake/earth20110314.html> (Acedido em Maio de 2016).

National Research Council of Canada (NRCC), 1993. Manual for screening of buildings for seismic investigation. Ottawa, Canada: National Research Council of Canada.

NBCC (2010) National Building Code of Canada 2010, National Research Council of Canada, Institute for Research in Construction, Ottawa, ON.

NewGeography (2015) <http://www.newgeography.com/content/004841-largest-1000-cities-earth-world-urban-areas-2015-edition> (Acedido em Maio de 2016).

NOAA (2004) <http://www.ngdc.noaa.gov/hazardimages/event/show/51> (Acedido em Maio de 2016).

NZSEE (2006) Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquake. Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings. New Zealand Society for Earthquake Engineering, New Zealand.

Otani, Shunsuke. "Seismic vulnerability assessment of reinforced concrete buildings." RECON no. 20010104150.; Journal of the School of Engineering, the University of Tokyo 47 (2000): 5-2.

Ozcebe, G., Yucemen, M. S., Aydogan, V., & Yakut, A. (2003). Preliminary Seismic Vulnerability Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings in Turkey. In Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings (pp. 29-42). Springer Netherlands.

Panagiotakos, Telemachos B. e Michael N. Fardis. "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate." Structural Journal 98.2 (2001): 135-148.

Papadrakakis, Manolis, Michalis Fragiadakis e Vagelis Plevris. Computational methods in earthquake engineering. Springer, 2011.

Park, Robert, Dudley Charles Kent e Richard A. Sampson. "Reinforced concrete members with cyclic loading." *Journal of the Structural Division* 98.st 7 (1972).

Pereira, M. F., Aguiar, J. L., Camões, A., & Lourenço, P. B. (2010). The Portuguese masonry's mechanical characterization. In 8th International Masonry Conference (pp. 611-622).

Pires (1990) "Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais." Specialist Thesis (in Portuguese), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisbon, Portugal (1990).

Preparedness, Emergency. "Principles of disaster mitigation in health facilities." (2000).

Priestley, M. J. N. e T. Paulay. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings." New York: John Wiley & Sons, Inc (1992).

Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Decreto Lei nº349C/83, Imprensa Nacional – Casa da Moeda, 1984.

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, MHOPT, 1983.

Rodrigues, L. (2009) Metodologias Simplificadas de Avaliação Sísmica de Edifícios de BA. Diss. Universidade de Aveiro, 2009.

Romão, X., Costa, A. A., Paupério, E., Rodrigues, H., Vicente, R., Varum, H., & Costa, A. (2013). Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 34, 670-692.

Romão, Xavier das Neves. "Deterministic and probabilistic methods for structural seismic safety assessment." Diss. Universidade do Porto, 2012.

Romão, Xavier Das Neves. Novos modelos de dimensionamento sísmico de estruturas. Diss. Universidade do Porto, 2002.

Rossetto T, Elnashai A (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*, 25: 1241–63.

Saatcioglu, M., M. Shoostari e S. Foo. "Seismic screening of buildings based on the 2010 National Building Code of Canada 1." *Canadian Journal of Civil Engineering* 40.5 (2013): 483-498.

Saaty TL (1980) *The analytic hierarchy process*. McGraw-Hill, New York.

SAP2000 - *Integrated Finite Element Analysis e Design of Structures. Analysis Reference*", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 2005.

Silva, J. (2011) *Determinação de cargas de colapso: análise incremental versus análise limite*. Diss. Universidade Nova de Lisboa, 2011.

Sinha, Ravi e Alok Goyal. "A national policy for seismic vulnerability assessment of buildings and procedure for rapid visual screening of buildings for potential seismic vulnerability." Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology, Bombay, India (2004).

Stolovas, S. "Metodologia de avaliação simplificada da vulnerabilidade sísmica de estruturas e sua aplicação ao Brasil" (2009).

Sucuoglu, Haluk e Ufuk Yazgan. "Simple survey procedures for seismic risk assessment in urban building stocks." *Seismic assessment and rehabilitation of existing buildings*. Springer Netherlands, 2003. 97-118.

TEC (1998), "Turkish Earthquake Resistant Design Code", Ministry of Construction, Ankara, 1998.

TEC (2007) "Turkish Earthquake Resistant Design Code", Ministry of Construction, Ankara, 2007.

Te-Chang, Liauw e Kwan Kwok-Hung. "Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames." *Computers & structures* 18.3 (1984): 551-560.

Tezcan, Semih S. e Muzaffer Ipek. "A reconnaissance report: 1995 Dinar, Turkey, earthquake." *Engineering structures* 18.12 (1996): 906-916.

Tezcan, Semih S., I. Engin Bal, e F. Gulden Gulay. "P25 scoring method for the collapse vulnerability assessment of R/C buildings." *Journal of the Chinese Institute of Engineers* 34.6 (2011): 769-781.

Unemura, H. "A guideline to evaluate seismic performance of existing medium and low-rise reinforced concrete buildings and its application." Procc. 7th WCEE Estambul, Turquía (1980): 505-512.

USGS (2012) earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2004/us2004slav/faq.php (Acedido em Maio de 2016).

Vatan, M. e G. Arun. "A method for assessing the risk level of monumental historical structures by visual inspections." Proceedings of the 14th European conference on earthquake engineering (14ECEE). Ohrid, Macedonia. Vol. 30. 2010.

Zareian, Farzin e Ricardo A. Medina. "A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems." Computers & structures 88.1 (2010): 45-53.

Anexos

Anexo A. DEDUÇÃO MATEMÁTICA DE ϕ

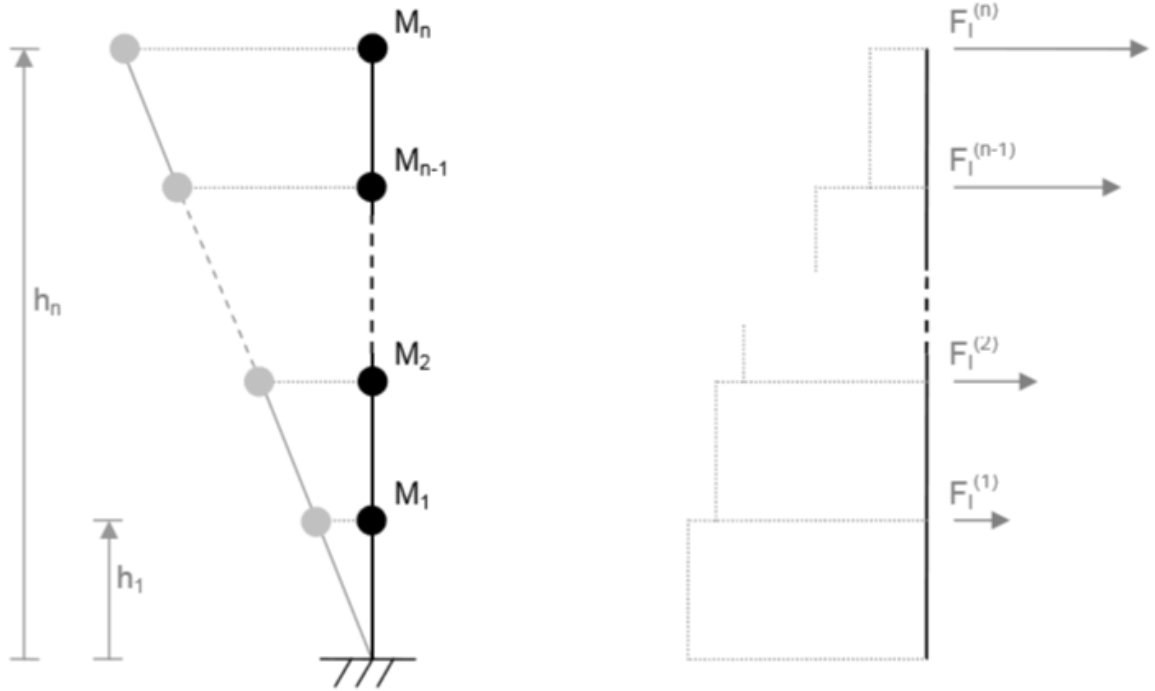


Fig. A.1 – Deformada do modo fundamental assumida para a dedução de ϕ e diagrama de forças de corte em cada piso (Adaptado de Albuquerque, 2008).

Partindo de $F_l^{(i)} = M_i \cdot a_i$ e $F_l^{\text{total}} = \beta \cdot W_{\text{total}}$ com "n" sendo o número de pisos de um dado edifício e "i" e "j" representam um determinado piso do edifício.

$$\begin{aligned}
 \frac{a_i}{a_j} &= \frac{h_i}{h_j} \Leftrightarrow a_j = \frac{a_i \cdot h_j}{h_i} \Leftrightarrow a_j = \frac{a_1 \cdot h_j}{h_1} \Rightarrow \\
 &\Rightarrow M_1 \cdot a_1 + M_2 \cdot a_2 + \dots + M_n \cdot a_n = \beta \cdot (W_1 + W_2 + \dots + W_n) \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow M_1 \cdot a_1 + M_2 \cdot \frac{a_1 \cdot h_2}{h_1} + \dots + M_n \cdot \frac{a_1 \cdot h_n}{h_1} = S_a \cdot (M_1 + M_2 + \dots + M_n) \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow \frac{a_i}{a_j} \cdot (M_1 + M_2 \cdot h_2 + \dots + M_n \cdot h_n) = S_a \cdot \sum_{i=1}^n M_i \Leftrightarrow a_1 = h_1 \cdot \frac{S_a \cdot \sum_{i=1}^n M_i}{\sum_{i=1}^n M_i \cdot h_i} \Rightarrow \\
 &\Rightarrow F_l^{(1)} = M_1 \cdot a_1 = M_1 \cdot h_1 \cdot \frac{S_a \cdot \sum_{j=1}^n M_j}{\sum_{j=1}^n M_j \cdot h_j} \text{ e } F_l^{(i)} = M_i \cdot a_i = M_i \cdot h_i \cdot \frac{S_a \cdot \sum_{j=1}^n M_j}{\sum_{j=1}^n M_j \cdot h_j} \quad (\text{A.1})
 \end{aligned}$$

Expressão de cálculo do corte basal:

$$V_{\text{Corte}}^{(\text{Piso } 1)} = \sum_{i=j}^n F_l^{(i)} = \sum_{i=1}^n M_i \cdot h_i \cdot \frac{S_a \cdot \sum_{j=1}^n M_j}{\sum_{j=1}^n M_j \cdot h_j} = S_a \cdot \sum_{j=1}^n M_j \quad (\text{A.2})$$

Expressão de cálculo do corte abaixo do piso 2:

$$V_{\text{Corte}}^{(\text{Piso } 2)} = \sum_{i=j}^n F_1^{(i)} = \sum_{i=2}^n M_i \cdot h_i \cdot \frac{S_a \cdot \sum_{j=1}^n M_j}{\sum_{j=1}^n M_j \cdot h_j} = S_a \cdot \sum_{j=1}^n M_j \quad (\text{A.3})$$

Expressão de cálculo do corte abaixo do piso j:

$$V_{\text{Corte}}^{(\text{Piso } j)} = \sum_{i=j}^n F_1^{(i)} = \sum_{i=j}^n M_i \cdot h_i \cdot \frac{S_a \cdot \sum_{j=1}^n M_j}{\sum_{j=1}^n M_j \cdot h_j} = S_a \cdot \sum_{j=1}^n M_j \quad (\text{A.4})$$

Verificação de segurança implica:

$$\begin{aligned} F_R^{(i)} \geq V_{\text{Corte}}^{(\text{Piso } i)} &\Leftrightarrow \frac{F_R^{(i)}}{\sum_{j=i}^n W_j} \geq \frac{\sum_{j=i}^n (M_j \cdot h_j) \cdot \sum_{i=1}^n M_i \cdot S_a}{\sum_{i=1}^n (M_i \cdot h_i) \cdot \sum_{j=i}^n M_j \cdot g} = \frac{S_a}{\phi \cdot g} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \frac{F_R^{(i)}}{g \cdot \sum_{j=i}^n M_j} \cdot \phi \geq S_a/g \text{ tomando } \phi = \frac{\sum_{i=1}^n (M_i \cdot h_i) \cdot \sum_{j=i}^n M_j}{\sum_{j=i}^n (M_j \cdot h_j) \cdot \sum_{i=1}^n M_i} \end{aligned} \quad (\text{A.5})$$

Considerando, simplifcadamente, que as massas M de todos os pisos são iguais, vem:

$$\frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n M_i} = \frac{M_1 h_1 + \dots + M_n h_n}{M_1 + \dots + M_n} = \frac{M \cdot (h_1 + \dots + h_n)}{M \cdot n} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{n} \quad (\text{A.6})$$

$$\frac{\sum_{j=i}^n M_j}{\sum_{j=i}^n M_j \cdot h_j} = \frac{M_i + \dots + M_n}{M_i h_i + \dots + M_n h_n} = \frac{M \cdot (n+1-i)}{M \cdot (h_i + \dots + h_n)} = \frac{n+1-i}{\sum_{i=j}^n h_i} \quad (\text{A.7})$$

Através da multiplicação as duas equações anteriores chega-se a:

$$\phi = \frac{n+1-i}{n} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=j}^n h_i} \quad (\text{A.8})$$

Considerando, por simplificação, que a altura entre pisos é constante e igual a h:

$$\sum_{i=1}^n h_i = h_1 + \dots + h_n = h \cdot [1 + 2 + 3 + \dots + (n-1) + n] = h \cdot \frac{n+1}{2} \cdot n \quad (\text{A.9})$$

$$\sum_{i=j}^n h_i = h_j + \dots + h_n = h \cdot [i + (i+1) + (i+2) + \dots + (n-1) + n] = h \cdot \frac{n+i}{2} \cdot (n+1-i) \quad (\text{A.10})$$

Tendo em consideração a Eq. (A.10) chega-se a:

$$\phi = \frac{n+1}{n+i} \quad (\text{A.11})$$

equação esta que já havia sido apresentada no capítulo 4.

Anexo B. CÁLCULO DE I_{s0}

B.1. NÍVEL 1 DE APLICAÇÃO

O valor de I_{s0} é único para todo o edifício e deverá ser obtido pela Eq. (B.1) para a realidade japonesa.

$$I_{s0} = E_s * Z * G * U \quad (B.1)$$

onde

E_s - É o sub-índice básico de solicitação da estrutura, cujo valor padrão deverá ser tomado como 0.8 para o nível 1;

Z - Sub-índice da região, que é fator corretivo que tem em consideração a atividade e intensidade sísmicas na zona do edifício avaliado;

G - Sub-índice do tipo de solo que tem em conta possíveis efeitos de amplificação da ação e efeitos de interação solo-estrutura durante a excitação sísmica;

U - Sub-índice de utilização do edifício, correspondente a um fator corretivo respeitante ao tipo de uso e, portanto, à importância do edifício.

De realçar que a avaliação correta de I_{s0} depende, sobretudo, do rigor do parâmetro básico (E_s), tal como acontece para a avaliação de I_s (que depende essencialmente da avaliação do parâmetro básico E_0).

B.2. NÍVEIS 2 E 3 DE APLICAÇÃO

No caso da estrutura de um determinado edifício ser avaliada pelo nível 2 ou 3 de aplicação do Método Japonês como "segura", isto é, como cumprindo a condição $I_s \geq I_{s0}$, a Eq. (B.2) necessita também de ser verificada:

$$C_{TU} * S_D \geq 0.3 * Z * G * U \quad (B.2)$$

onde C_{TU} é o sub-índice de resistência acumulado para a capacidade última de deformação da estrutura, correspondendo à soma dos valores de C dos vários grupos de elementos verticais resistentes identificados no nível 2 ou 3 (o método de cálculo dos valores de C para os níveis 2 e 3 será exposto no anexo G e H, respetivamente).

O valor de E_s a considerar para os níveis 2 e 3 é 0.6. De notar que é um valor mais baixo, ou seja, menos conservativo do que o utilizado no nível 1, uma vez que o grau de rigor da análise aumentou.

Anexo C. DESCRIÇÃO DO MÉTODO JAPONÊS PARA ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

C.1. DESCRIÇÃO DE I_n

O índice não estrutural (I_n) não é o mais relevante no Método Japonês, uma vez que o julgamento de segurança referido nas normas é apenas baseado nos elementos estruturais, no entanto os elementos não estruturais e o seu comportamento sísmico têm bastante relevância. No âmbito do presente trabalho, o objetivo principal vai de encontro ao cálculo de I_s e respetivo julgamento de segurança, confrontando os resultados com análises mais complexas, mas não é esquecida a relevância dos elementos não estruturais. De facto i) a queda de objetos não estruturais como paredes de fachada ou platibandas poderá colocar em risco vidas humanas, causando adicionalmente um prejuízo económico elevado e ii) os principais prejuízos económicos que resultam de um determinado evento sísmico estão relacionados com os elementos não estruturais (Lopes, 2008).

O índice I_n tem como objetivo a avaliação da segurança das vidas humanas e/ou da segurança da evacuação de ruas contra o perigo que representa a queda ou destacamento de elementos não estruturais, especialmente paredes exteriores, devendo ser calculado para cada parede em cada piso pelo nível 1, 2 ou 3 (consoante o grau de rigor pretendido na avaliação).

C.1.1. Nível 1 de aplicação

O índice I_n deverá ser calculado pela Eq. (C.1).

$$I_n = 1 - B * H \quad (C.1)$$

onde B é um sub-índice construtivo, dado pela Eq. (C.2) e H é um sub-índice de risco humano, avaliado pela tabela C.5. O valor de B deverá ser adotado de forma conservativa, selecionando a parede mais vulnerável do ponto de vista construtivo, isto é, a correspondente ao maior valor de B.

$$B = f + (1 - f) * t \quad (C.2)$$

onde f é um sub-índice de flexibilidade, função do grau de ductilidade da estrutura primária g_s e dos elementos não estruturais g_n , dado na tabela C.1, estando g_s e g_n definidos nas tabelas C.2 e C.3. t é um sub-índice de deterioração, avaliado na tabela C.4.

Tabela C.1 – Avaliação de f para o nível 1 (Adaptado JBDPA, 2005).

Estrutura primária Elementos não estruturais		g_s	
		I	II
g_n	I	0.5	1.0
	II	0	0.5

Tabela C.2 – Grau de ductilidade da estrutura primária g_s para o nível 1 (Adaptado de JBDPA, 2005).

g_s	Características da estrutura primária	
	I	Estrutura com ductilidade limitada
	II	Estrutura dúctil

Tabela C.3 – Grau de ductilidade dos elementos não estruturais g_n para o nível 1 (Adaptado de JBDPA, 2005).

g_n	Características dos elementos não estruturais	
	I	Elementos não estruturais com capacidade de deformação limitada
	II	Elementos não estruturais com bastante capacidade de deformação

Assim, consoante a relação de ductilidade dos elementos da estrutura primária e os não estruturais, existe um valor de f correspondente e, após a avaliação do sub-índice t (tabela C.4), é possível o cálculo de B .

Tabela C.4 – Avaliação do sub-índice t para o nível 1 (Adaptado da JBDPA, 2005).

Danos	t
Existiram ou desconhecidos	1.0
Não existiram	0.5

Resta apenas descrever a avaliação de H para ser possível o cálculo de I_n . H poderá ser avaliado de acordo com a tabela C.5.

Tabela C.5 – Avaliação de H para o nível 1 (Adaptado JBDPA, 2005).

Guardas	Não	Sim
Condições abaixo da parede exterior		
Rua ou via de passagem	1.0	0.3
Outra	0.5	0.1

C.1.2. Nível 2 de aplicação

Para o segundo nível, I_n deve ser calculado pela Eq. (C.3).

$$I_n = 1 - \frac{\sum_j B_j * W_j * H_j * L_j}{\sum_j L_j} \quad (C.3)$$

onde B é um sub-índice construtivo, dado pela Eq. (C.2), W é um sub-índice da secção da superfície da parede, H é um sub-índice de risco humano e L reflete a unidade de comprimento da superfície da parede.

Cada parede deverá ser dividida em segmentos retangulares na horizontal e o somatório presente na equação atrás mencionada corresponde à soma desses elementos. No caso dos segmentos serem constituídos por elementos com tipos de construção distintos, deverão ser adotados os valores de B e H mais vulneráveis, isto é, os que correspondem aos elementos que serão danificados mais cedo e que darão origem a um valor de I_n mínimo. Seleciona-se, portanto, os valores de B e H mais altos de todos os segmentos em análise e tomam-se esses valores como representativos de toda a parede.

Consoante a relação de ductilidade dos elementos da estrutura primária e não estruturais existe um valor de f correspondente, sendo a abordagem do nível 2 em tudo semelhante à do nível 1, à parte do maior rigor evidenciado nas tabelas C.6, C.7 e C.8.

Tabela C.6 – Sub-índice f para o nível 2 (Adaptado JBDPA, 2005).

		g_s			
		1	2	3	4
g_n	1	0.3	0.8	0.9	1.0
	2	0	0.3	0.8	0.9
	3	0	0	0.3	0.8
	4	0	0	0	0.3

Tabela C.7 – Grau de ductilidade da estrutura primária g_s para o nível 2 (Adaptado de JBDPA, 2005).

g_s	Classificação da estrutura primária
1	Edifício com muito pouca ductilidade condicionado por pilares extremamente frágeis
2	Edifício com pouca ductilidade condicionado por <i>shear columns</i> ou <i>shear walls</i>
3	Edifício dúctil condicionado por <i>flexural columns</i> ou <i>flexural walls</i>
4	Edifício suficientemente dúctil com ductilidade suficiente e condicionado por <i>flexural columns</i> ou <i>flexural walls</i>

Tabela C.8 – Grau de ductilidade dos elementos não estruturais g_n para o nível 2 (Adaptado de JBDPA, 2005).

g_n	Método construtivo dos elementos não estruturais como paredes, aberturas ou acabamentos		
1	Muito pouca ductilidade e método construtivo húmido		
	Blocos de betão ou de vidro	Janelas de postigo	Acabamentos de pedra
2	Pouca ductilidade e método construtivo seco		
	Painéis ALC	Janelas fixas	Acabamentos de argamassa, telhas
3	Suficientemente dúctil, pré fabricados. elementos ligados monoliticamente com um parede construída no local		
	Paredes cortina de metal ou de betão pré fabricado	Vidros de correr	Acabamento de pinturas, telhas

De notar que em comparação com o nível 1, a avaliação é bastante mais detalhada, incluindo i) uma avaliação mais ampla dos tipos de elementos possíveis e ii) mais detalhe e variedade nos valores a adotar.

De seguida, é necessária a avaliação do sub-índice t (de acordo com a tabela C.9) e, juntamente com f , é possível calcular B . A avaliação de t é função do grau de envelhecimento, g_y , e grau de danos ocorridos no passado, g_h .

Tabela C.9 – Sub-índice t para o nível 2 (Adaptado da JBDPA, 2005).

$g_h \backslash g_y$		1	2	3
		< 3 anos	3 - 10 anos	> 10 anos
1	Danos não reparados	1.0	1.0	1.0
2	Danos desconhecidos	0.2	0.3	0.5
3	Danos inexistentes ou reparados	0.0	0.2	0.3

Verifica-se haver um aumento do detalhe na avaliação das grandezas, uma vez que em comparação com o nível 1 foi introduzido o grau de envelhecimento dado pela idade do edifício. De realçar que mesmo que os elementos não estruturais não tenham sofrido qualquer dano, existe uma penalização se o edifício tiver mais de 3 anos.

O sub-índice W deverá ser calculado pela Eq. (C.4).

$$W = a + b * \frac{h_j}{h_s} = 0.5 + 0.5 * \frac{h_j}{3.5} \quad (C.4)$$

onde a toma o valor de 0.5, b é igual a 0.5, h_j é a altura do segmento a calcular (em metros) e h_s é a altura de referência (considerada 3.5m).

Resta apenas a avaliação do sub-índice H , que é avaliado no nível 2 recorrendo a uma expressão matemática e não a uma tabela (como acontecia no nível 1), evidenciando o aumento da robustez do segundo nível. Assim, H dependerá i) do sub-índice de localização (e) e ii) do sub-índice de redução de risco (c) de acordo com a Eq. (C.5):

$$H = \sum_k e_k * c_k \quad (C.5)$$

$e_k * c_k$ deve ser somado para todos os planos horizontais (k) dentro do ângulo de incidência definido como o ângulo entre a superfície da parede e o plano inclinado com inclinação 2 para 1 a partir do topo da parede. No caso de existirem diferentes valores de $e_k * c_k$ num determinado plano horizontal, o máximo valor $e_k * c_k$ deverá ser adotado.

A figura C.1 encontra-se na norma japonesa e exemplifica a aplicação do que acabou de ser referido.

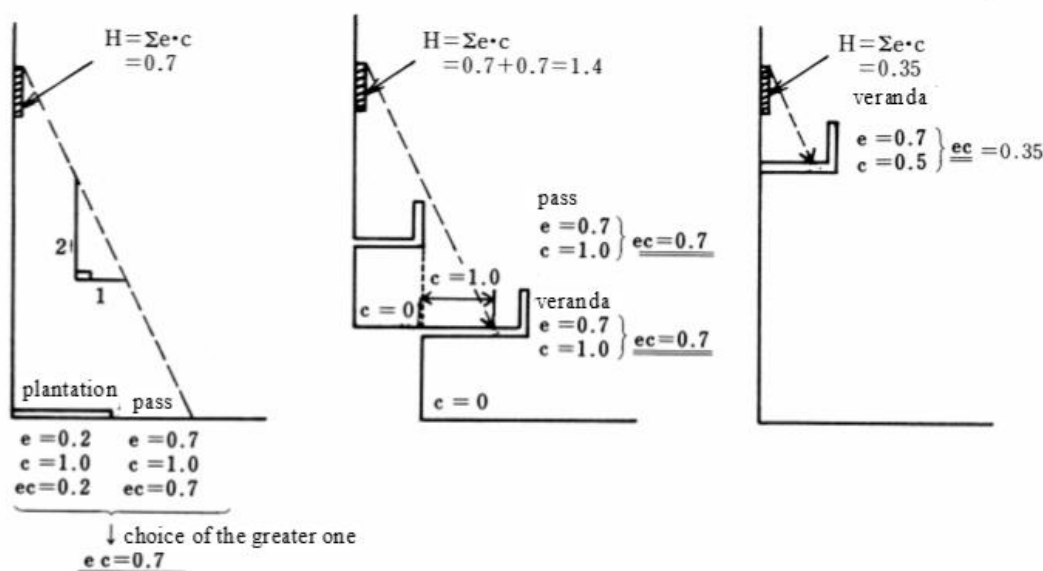


Fig. C.1 – Exemplos de cálculo de H , função dos sub-índices c e e (Adaptado de JBDPA, 2005).

A avaliação do sub-índice e é feita de acordo com a tabela C.10 e a avaliação do sub-índice c é feita de acordo com a tabela C.11.

Tabela C.10 – Sub-índice e para o nível 2 (Adaptado da JBDPA, 2005).

Ambiente em redor	e
Via pública	1.0
Via privada, corredor, praça ou varanda	0.7
Espaço aberto onde possam existir pessoas; jardim	0.2
Espaço aberto onde não possam existir pessoas; edifício adjacente	0.0

Tabela C.11 – Sub-índice c para o nível 2 (Adaptado da JBDPA, 2005).

Condições de redução de risco	c
Beirais	0.0
Imediatamente abaixo dos beirais no caso destes cobrirem parcialmente o ângulo de incidência	0.0
Superfície horizontal do mesmo piso da parede considerada	0.5
Outros	1.0

Enquanto no nível 1 existia uma avaliação de H extremamente simples e apenas com quatro valores possíveis, no segundo nível surge melhor integrada a questão da presença de vias de passagem e proteções que o edifício possa ter que reduzam o risco de potenciais quedas de elementos não estruturais. De notar que a descrição é bem mais completa, tanto a nível dos tipos de vias possíveis de existir imediatamente abaixo das paredes de fachada, como a nível das possíveis proteções existentes.

Após o procedimento de cálculo exposto obtém-se o valor de I_n resultante da aplicação do segundo nível do Método Japonês, tendo ficado, de novo, bem vincado o maior detalhe e, consequentemente, a maior complexidade do nível 2 por comparação ao nível 1.

C.1.3. Nível 3 de aplicação

O procedimento de cálculo de I_n para o nível 3 é exatamente o mesmo que no nível 2, no entanto o cálculo deverá ter por base a inspeção detalhada efetuada ao edifício para a aplicação do terceiro nível, levando a que exista um maior conhecimento sobre pormenores construtivos (para avaliação de B), da deformabilidade da estrutura primária e dos elementos não estruturais (para avaliação de f) e da deterioração dos elementos (para avaliação de t). Considera-se, como aliás já aconteceu em vários parâmetros do método, que o grau de rigor e robustez do nível 2 de aplicação é suficientemente elevado para o nível 3 não necessitar de uma formulação matemática mais avançada.

C.2. SOBRE I_{n0}

A norma japonesa apenas refere que o cálculo de I_{n0} deverá ser realizado recorrendo a outros documentos, sendo que toda a bibliografia consultada e encontrada sobre o assunto não refere nada sobre o parâmetro em causa, pelo que a avaliação do mesmo foi impossível de realizar. O máximo que será possível analisar serão os valores que I_n poderá tomar, sendo certo que é possível tomar valores entre 0 e 0.95 para o nível 1, de acordo com o exposto em C.1.1. Assim, facilmente se compreende que um valor de 0 será indicador de que é necessário melhorar o desempenho das paredes exteriores, sob pena de estas poderem colapsar durante a excitação sísmica. O valor de 0.95 reflete o comportamento ideal das paredes exteriores, sendo seguro dizer-se que a queda destes elementos não irá ocorrer.

Anexo D. CÁLCULO DE I_n PARA OS CASOS DE ESTUDO

D.1. CÁLCULO DE I_n PARA O EDIFÍCIO 1

De acordo com o exposto em 5.2, considerou-se a estrutura do edifício como dúctil, sobretudo por ser conhecido que esta teve dimensionamento sísmo resistente e que, portanto, possui capacidade de deformação assinalável. Assim, g_s vem classificado como II para a classe de ductilidade. Já os elementos não estruturais (sobretudo com base nas paredes de alvenaria, uma vez que os restantes elementos são desconhecidos), serão classificados como tendo capacidade de deformação limitada, pertencendo à classe I. Desta forma, f virá unitário.

Avaliando o parâmetro t , como não existe conhecimento sobre o estado de conservação dos elementos do edifício, também é assumido o valor unitário (de acordo com as indicações da norma japonesa).

Com esta avaliação de f e t , é possível calcular o valor de B da seguinte forma:

$$B = 1.0 + (1.0 - 1.0) * 1.0 = 1.0$$

É interessante reparar que para valores de t unitários independentemente do valor de f , o parâmetro B vem sempre igual a 1.0, o que faz sentido, uma vez que se não são conhecidas as condições de degradação dos elementos assume-se por precaução o valor máximo que B pode tomar e, desta forma, resultará um valor de I_n por defeito.

$$B = f + (1.0 - f) * 1.0 = f + 1.0 - f = 1.0, \text{ cqd}$$

Para o fator H , considera-se que existem ruas imediatamente abaixo das paredes de fachada do edifício, o que regra geral acontece e que não existem guardas que minimizem os eventuais danos causados pela queda de elementos das paredes de alvenaria, o que é conservativo.

Assim, resulta um valor de $I_n = 1.0 - 1.0 * 1.0 = 0$. Este é o valor mais baixo que I_n pode tomar de acordo com o Método Japonês, o que indica que é necessária alguma atenção no caso do sísmo de projeto, devido à possibilidade de queda de elementos das paredes exteriores e eventuais danos que isso possa causar a pessoas e materiais, bem como os mais que prováveis prejuízos económicos avultados. A solução poderá passar pela colocação de guardas, uma vez que as restantes variáveis são difíceis ou mesmo impossíveis de alterar. No caso de existirem guardas, o valor de I_n aumentaria significativamente: $I_n = 1.0 - 1.0 * 0.3 = 0.7$.

D.2. CÁLCULO DE I_n PARA O EDIFÍCIO 2

Neste caso, como o edifício é dimensionado apenas considerando ações gravíticas, a ductilidade da estrutura terá de ser considerada limitada e, consequentemente, g_s pertence à classe I; por sua vez g_n pertence à classe II, devido aos motivos apresentados em D.1. Assim, o sub-índice f vem igual a 0.5.

Já o sub-índice t assume, pelos motivos expostos em D.1, o valor de 1.0, acontecendo o mesmo para H . A única alteração em relação ao Edifício 1 está relacionada com a ductilidade da estrutura (fruto do tipo de dimensionamento efetuado) que implica que g_s pertença à classe I no presente caso. Com a avaliação de f e t , calcula-se B :

$$B = 0.5 + (1.0 - 0.5) * 1.0 = 1.0$$

Reforça-se o que foi referido atrás: independentemente do valor de f , se t for unitário, B vem sempre igual a 1.0.

O cálculo de I_n é realizado exatamente da mesma forma que no Edifício 1, obtendo exatamente os mesmos resultados, mantendo-se a sugestão de colocar guardas para evitar a queda de elementos das

paredes de fachada. Desta forma, I_n assumirá o valor de 0.70, sendo esta a melhor solução para evitar danos a pessoas, materiais e prejuízos económicos fortes.

Anexo E. ESQUEMA DOS MODELOS M1, M2, M3 E M6 DOS ENSAIOS DE PIRES (1990)

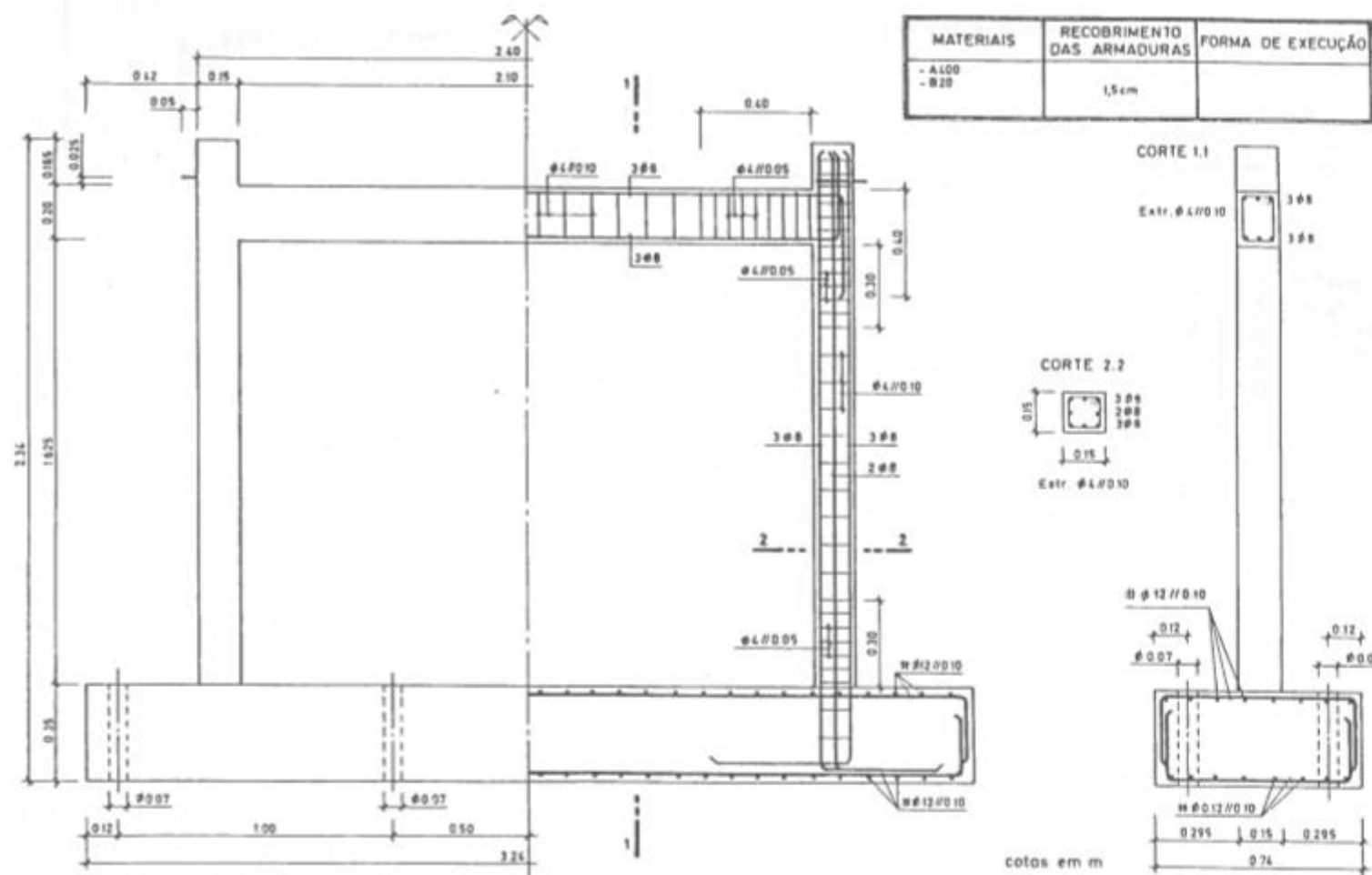


Fig. E.1 – Modelo M1 dos ensaios realizados por Pires (1990).

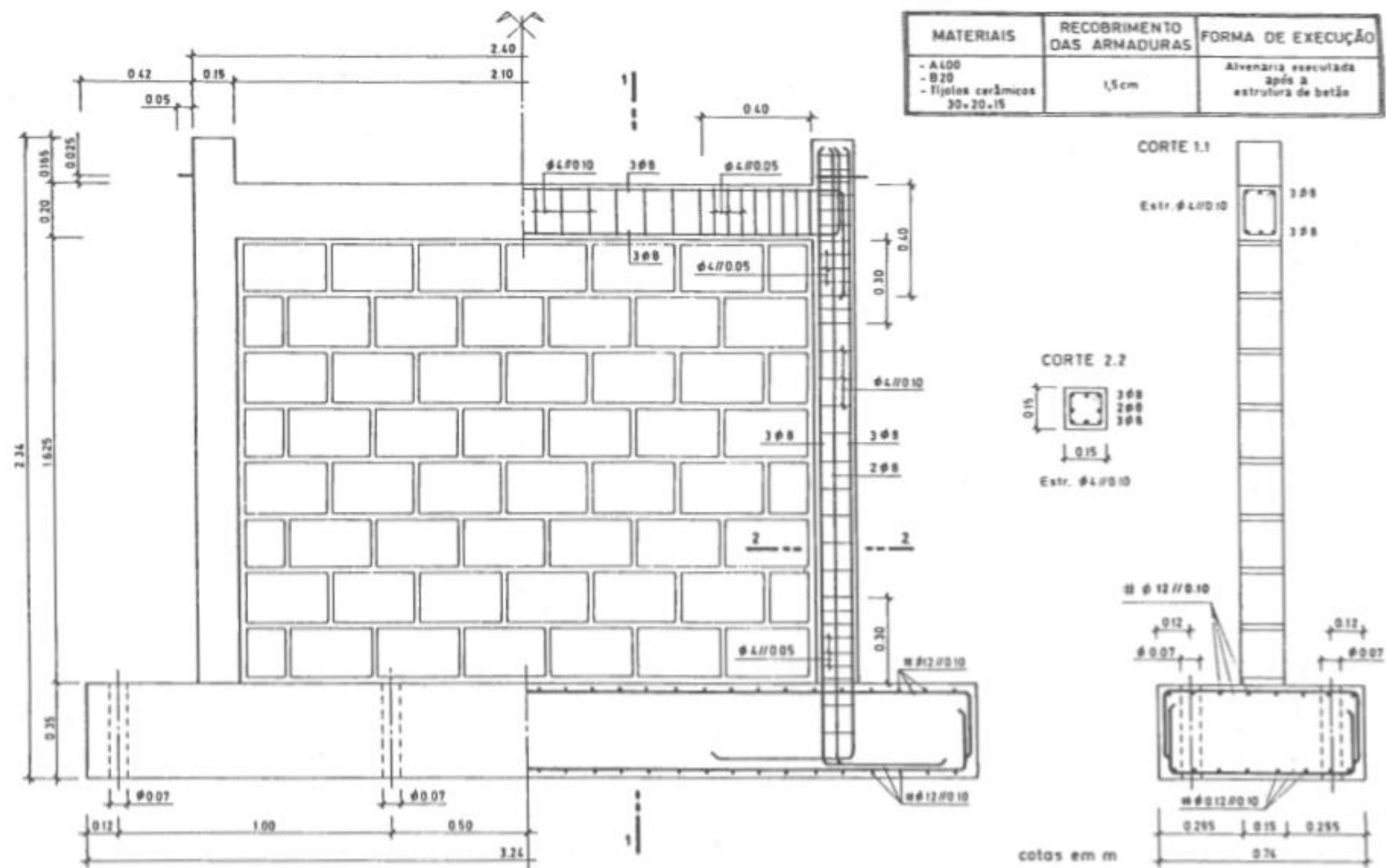


Fig. E.2 –. Modelo M2 dos ensaios realizados por Pires (1990).

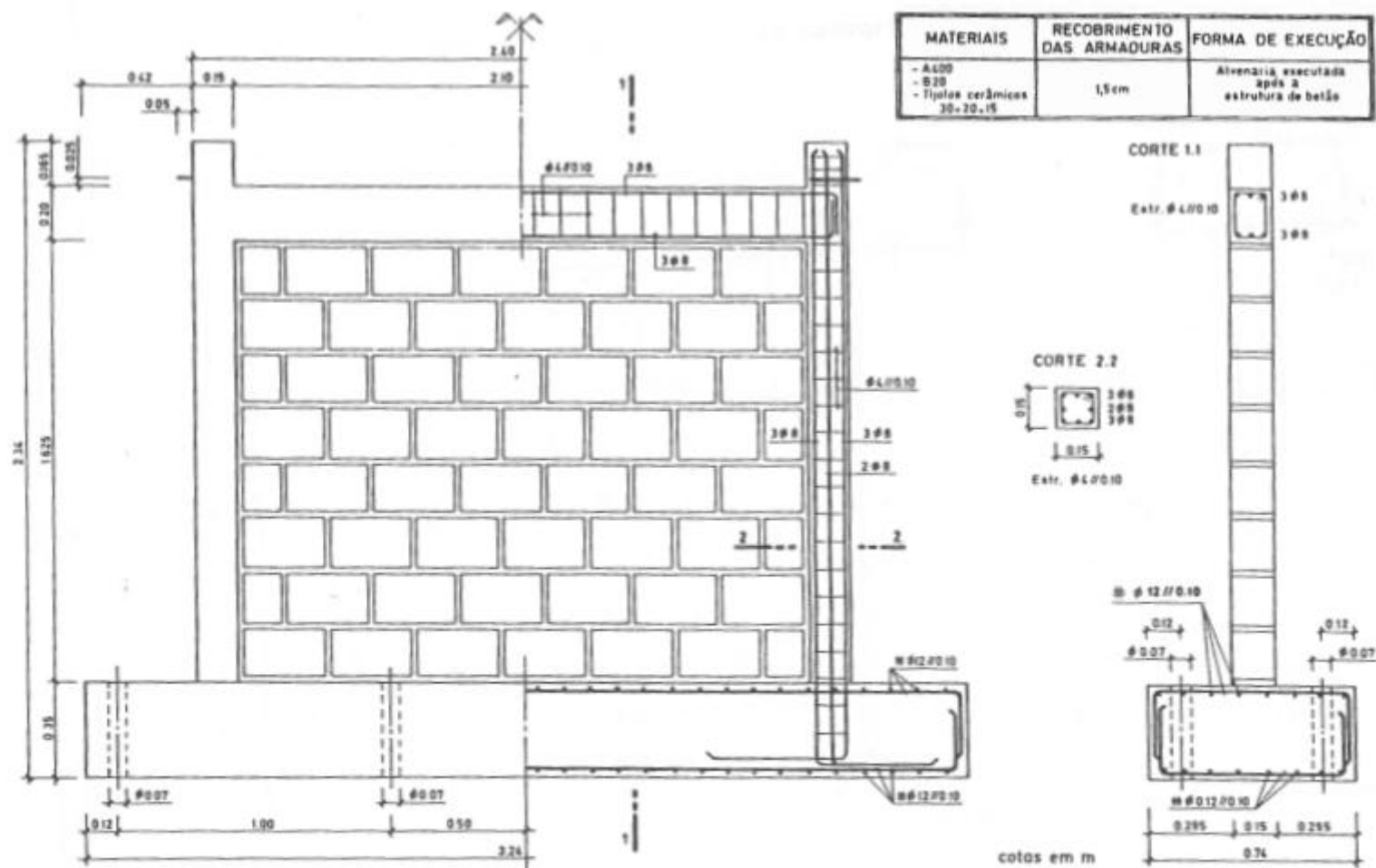


Fig. E.3 –. Modelo M3 dos ensaios realizados por Pires (1990).

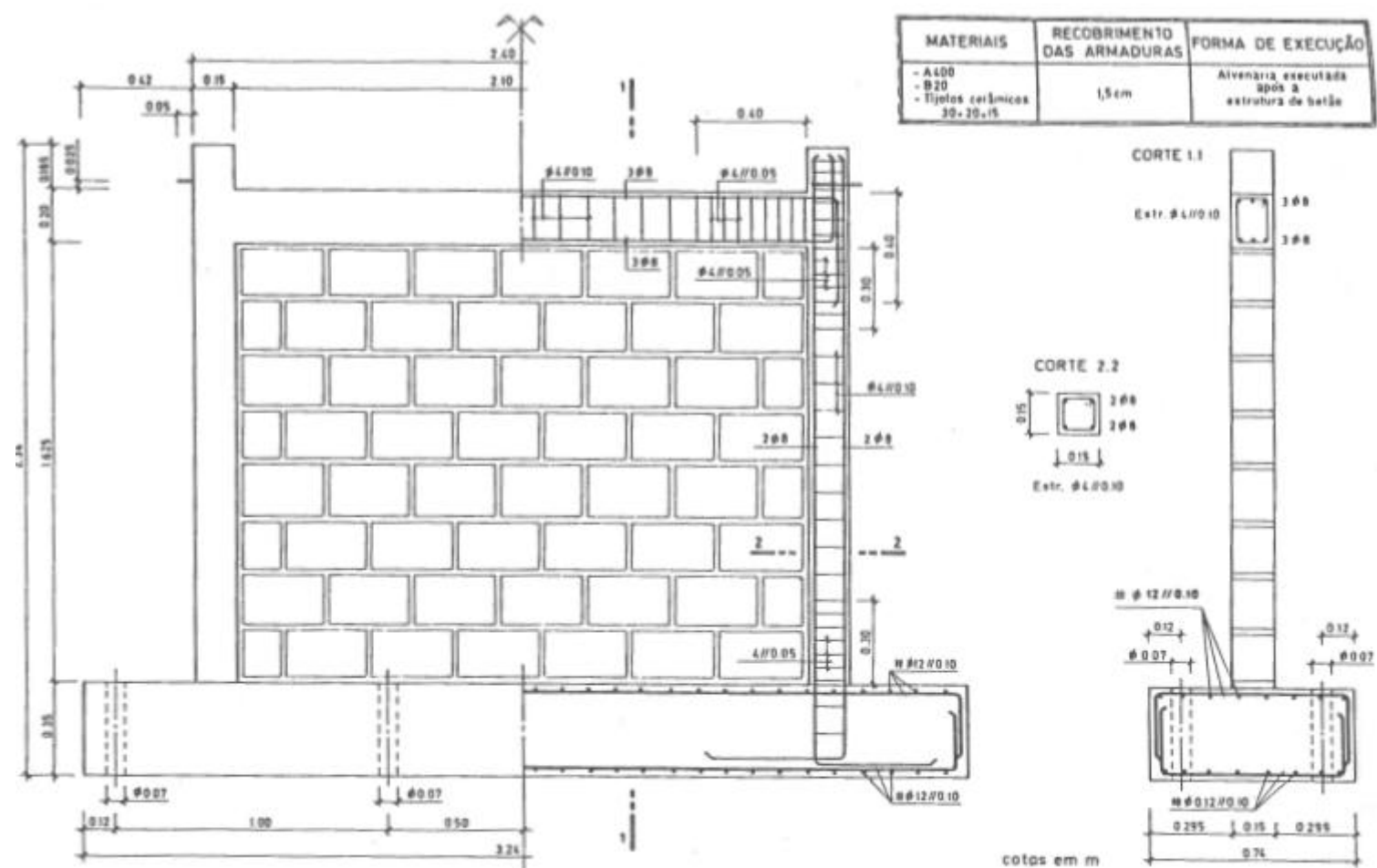


Fig. E.4 –. Modelo M6 dos ensaios realizados por Pires (1990).

Anexo F. DEDUÇÃO DA MASSA MODAL EFETIVA

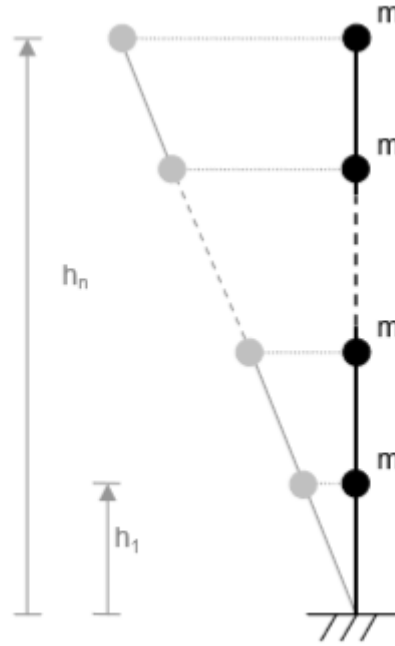


Fig. F.1 – Deformada idealizada para o primeiro modo de vibração (Albuquerque, 2008).

O vetor da configuração do modo fundamental e a matriz de massa do sistema (assumindo massas iguais em todos os pisos) são os seguintes:

$$V_1^T = [1/n \ 2/n \ \dots \ 1] \quad (F.1)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & m \end{bmatrix} \quad (\text{matriz } n \times n) \quad (F.2)$$

Sendo $\sqrt{V_1^T \cdot [M] \cdot V_1} = M_{n1}$ - massa modal do primeiro modo de vibração, é possível normalizá-lo à matriz de massa:

$$\phi_1 = \frac{V_1}{M_{n1}} = \frac{1}{\sqrt{m} \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{i}{n}\right)^2}} * V_1 \quad (F.3)$$

$$V_1^T \cdot [M] = \begin{bmatrix} \frac{m}{n} & \frac{2m}{n} & \dots & \frac{Nm}{n} \end{bmatrix} \quad (F.4)$$

$$M_{n1} = V_1^T \cdot [M] \cdot V_1 = \left(\frac{m}{n^2} \ \frac{4m}{n^2} \ \dots \ \frac{n^2 m}{n^2} \right) = m * \left(\frac{1}{n^2} + \frac{4}{n^2} + \dots + 1 \right) = m * \sum_{i=1}^n \left(\frac{i}{n}\right)^2 \quad (F.5)$$

Sendo o fator de participação modal o seguinte:

$$\begin{aligned}
 P_{1x} &= \Phi_1^T \cdot [M] \cdot 1_x = \frac{1}{\sqrt{m} * \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{i}{n}\right)^2}} * [1/n \ 2/n \ \dots \ 1] * \begin{bmatrix} m & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & m \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 1 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow P_{1x} = \frac{1}{\sqrt{m} * \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{i}{n}\right)^2}} * m * \sum_{i=1}^n \left(\frac{i}{n}\right) \Rightarrow \\
 \Rightarrow P_{1x}^2 &= \frac{m^2 * \left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{i}{n}\right)\right)^2}{m * \sum_{i=1}^n \left(\frac{i}{n}\right)^2} = \frac{m * \left(\frac{i}{n}\right)^2 * \left(\sum_{i=1}^n i\right)^2}{\left(\frac{i}{n}\right)^2 * \sum_{i=1}^n (i^2)} = \frac{m * \left(\sum_{i=1}^n i\right)^2}{\sum_{i=1}^n (i^2)} \quad (F.6)
 \end{aligned}$$

Desta forma, é possível chegar à massa modal efetiva λ :

$$\lambda = \frac{P_{1x}^2}{M_{total}} = \frac{m * \left(\sum_{i=1}^n i\right)^2}{\sum_{i=1}^n (i^2)} * \frac{1}{n * m} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n i\right)^2}{n * \sum_{i=1}^n (i^2)} \quad (F.7)$$

Anexo G. NÍVEL 2 DE APLICAÇÃO DO MÉTODO JAPONÊS

G.1. INSPEÇÃO PRELIMINAR DO EDIFÍCIO

É necessário ser efetuado um levantamento que poderá incluir visitas ao edifício, consulta dos desenhos estruturais e ensaios de amostras de material recolhidas no edifício com o objetivo de, à semelhança do nível 1, calcular o índice estrutural I_S . A aplicação do segundo nível do Método Japonês implica a recolha dos seguintes dados:

- Resistências à compressão do betão e dimensões das secções transversais dos elementos verticais resistentes para o cálculo da resistência dos membros estruturais (exatamente a mesma tarefa realizada para o nível 1);
- Graus de ocorrência e extensão da fendilhação e deformação estrutural para avaliação de T;
- Graus de ocorrência e extensão de deterioração e envelhecimento para avaliação de T;
- Configuração estrutural do edifício para a avaliação de S_D (igual ao que foi feito no nível 1, mas com alguns itens adicionados).

A pessoa destacada para o trabalho de observação do edifício está incumbida de fazer uma inspeção visual e/ou medições sem danificar os materiais de acabamento, sendo que após a aplicação do procedimento do nível 2 e de acordo com os graus de ocorrência e alcance de envelhecimento e fendilhação poderá ter de se proceder à remoção destes materiais (JBDPA, 2005).

A principal diferença em relação ao nível 1 de aplicação está na observação muito mais detalhada das características influentes no parâmetro T, como vai ser mais à frente exposto neste trabalho.

G.2. SUB-ÍNDICE E_0

Os tipos de elementos verticais considerados no segundo nível de aplicação têm uma descrição mais exaustiva, pelo que os elementos da tabela G.1 deverão ser considerados para além dos da tabela 4.1. A principal diferença nos elementos considerados neste nível é que o tipo de rotura é tido em consideração, podendo ser: i) de corte ou ii) de flexão.

Tabela G.1 – Classificação de elementos verticais no nível 2 (Adaptado de JBDPA, 2005).

Elemento vertical	Definição
<i>Shear wall</i>	Paredes nas quais a rotura por corte precede a rotura à flexão
<i>Flexural wall</i>	Paredes nas quais a rotura à flexão precede a rotura ao corte
<i>Shear column</i>	Pilares em que a rotura ao corte precede a rotura à flexão, excluindo os classificados como "pilar extremamente frágil"
<i>Flexural column</i>	Pilares em que a rotura à flexão precede a rotura ao corte
Pilar extremamente frágil	Pilares que apresentam $\frac{h_0}{D} \leq 2$ e nos quais a rotura ao corte precede a rotura à flexão

De acordo com esta classificação, E_0 pode ser calculado com dois princípios e deve ser tomado como sendo o maior dos valores obtidos.

i) Princípio do domínio da ductilidade no cálculo de E_0 (Eq. (G.1)):

$$E_0 = \phi * \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad (G.1)$$

onde

ϕ - Fator de modificação ao corte definido na Eq. (4.7) e interpretado em 4.3.4;

$$E_1 = C_1 * F_1 \quad (G.2)$$

$$E_2 = C_2 * F_2 \quad (G.3)$$

$$E_3 = C_3 * F_3 \quad (G.4)$$

C_1 - Sub-índice de resistência do grupo 1 (com F reduzido) e que será avaliado em G.5;

C_2 - Sub-índice de resistência do grupo 2 (com F intermédio) e que será avaliado em G.5;

C_3 - Sub-índice de resistência do grupo 3 (com F alto) e que será avaliado em G.5;

F_1 - Sub-índice de ductilidade do grupo 1 (com um valor ≥ 1) e que será avaliado em G.3;

F_2 - Sub-índice de ductilidade do grupo 2 e que será avaliado em G.3;

F_3 - Sub-índice de ductilidade do grupo 3 (menor do que o sub-índice correspondente à deformação última do piso em análise) e que será avaliado em G.3.

Para o cálculo de E_0 com base na Eq. (G.1), os membros verticais deverão ser classificados em três grupos, com base nos respetivos índices de ductilidade, sendo que o grupo 1 terá o menor valor de F e o 3 o maior. Qualquer grupo de elementos verticais pode ser adotado, com o objetivo de maximizar o mais possível o valor de E_0 , pelo que é evidente o que já foi referido: no nível 2 de aplicação do Método Japonês existe exploração do conceito de ductilidade.

ii) Princípio do domínio da resistência no cálculo de E_0 (Eq. (G.5)):

$$E_0 = \phi * (C_1 + \sum_j \alpha_j * C_j) * F_1, \quad \text{com } 1 < j \leq 3 \quad (G.5)$$

α_j - Fator de avaliação da resistência efetiva do j-ésimo grupo para a deformação última (R_1) correspondente ao primeiro grupo (índice de ductilidade F_1). Definido em G.4;

C_1 - Sub-índice de resistência associado ao grupo 1 avaliado em G.5;

C_j - Sub-índice de resistência associado ao grupo j avaliado em G.5;

F_1 - Sub-índice de ductilidade do primeiro grupo avaliado em G.3.

G.3. SUB-ÍNDICE F

O sub-índice de ductilidade (F) é uma grandeza avaliada para cada grupo de elementos verticais que depende do nível de avaliação utilizado, do modo de rotura considerado e da capacidade de deformação do grupo de elementos. A abordagem do Método Japonês passa por estabelecer um valor referência $F=1.0$ baseado num grupo de elementos verticais referência, as paredes de betão armado com comportamento dominante ao corte (*shear walls*) e, assim, os valores de F correspondentes aos

restantes grupos serão determinados em relação a este valor padrão. É importante neste momento surgirem algumas definições que vão ser utilizadas ao longo dos próximos subcapítulos.

α_s - Coeficiente de resistência efetiva dos *Shear columns*, calculado pela Eq. (G.6).

$$\alpha_s = \frac{Q_{F1}}{Q_{su}} = \alpha_m * \frac{Q_{mu}}{Q_{su}} \leq 1 \quad (G.6)$$

α_m - Coeficiente de resistência efetiva de um *Flexural column*, calculado ou pela Eq. (G.6) ou pela Eq. (G.7) (expressões equivalentes).

$$\alpha_m = \frac{Q_{F1}}{Q_{mu}} = 0.3 + 0.7 * \frac{R_1}{R_{my}} \quad (G.7)$$

R_{my} - *Drift* na cedência por flexão de um dado piso;

R_{su} - *Drift* para a máxima resistência de corte de um dado piso;

Q_{F1} - Esforço de corte na capacidade máxima de deformação (R_1) de um pilar do segundo e terceiro grupos;

Q_{su} - Resistência ao corte de um dado elemento;

Q_{mu} - Esforço de corte na cedência por flexão de um dado elemento;

R_y - *Drift* entre pisos na cedência. Pode ser tomado como 1/150;

R_{250} - Valor de referência do *drift* entre pisos (corresponde ao índice de ductilidade adotado para o tipo de elemento vertical referência). Pode ser tomado como 1/250.

Naturalmente existem expressões de cálculo sugeridas para os parâmetros anteriores, no entanto dada a complexidade das mesmas e o âmbito do presente trabalho, elas não são apresentadas. Aliás, para os níveis 2 e 3 pretende-se, sobretudo, descrever a metodologia assente na lógica de aplicação e a compreensão das variáveis envolvidas no cálculo e não propriamente as fórmulas de cálculo, visto que essas se encontram na norma japonesa.

É perceptível que sempre que existe uma variável referente a *drifts* (dada por R_i), ela tomará o valor de $1/i$.

Os valores de F a considerar são apresentados de seguida.

(a) *Shear walls* (Paredes nas quais a rotura por corte precede a rotura à flexão)

F deve ser definido como 1.0, como já foi referido.

(b) *Flexural walls* (Paredes nas quais a rotura à flexão precede a rotura ao corte)

F deverá ser calculado pelas expressões seguintes, que se baseiam na relação entre o esforço e a resistência de corte na cedência à flexão deste tipo de paredes. Ou seja, o valor de F vai ser definido consoante o coeficiente de segurança (FS) existente.

$$\text{Se } \frac{Q_{su}}{Q_{mu}} = 1.0 \Rightarrow F = 1.0$$

$$\text{Se } \frac{Q_{su}}{Q_{mu}} \geq 1.3 \Rightarrow F = 2.0$$

$$\text{Se } 1.0 < \frac{Q_{su}}{Q_{mu}} < 1.3 \Rightarrow \text{interpolação linear entre expressões anteriores}$$

Quanto maior o FS existente, maior o valor de F a adotar, com um máximo de $F=2.0$, como é visível na figura G.1.

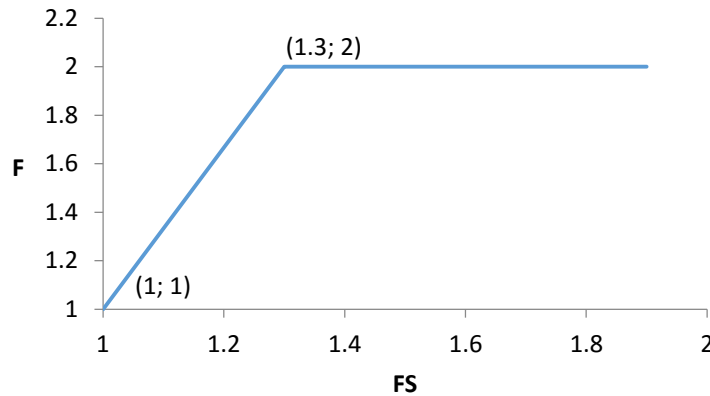


Fig. G.1 – Gráfico F versus FS para avaliação de F em *flexural walls*.

(c) *Shear columns* (Pilares em que a rotura ao corte precede a rotura à flexão, excluindo os classificados como "pilar extremamente frágil")

F deverá ser calculado com base no valor de R_{su} , de acordo com a Eq. (G.8).

$$F = 1.0 + 0.27 * \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad (G.8)$$

(d) *Flexural columns* (Pilares em que a rotura à flexão precede a rotura ao corte)

F deve ser calculado com base no *drift* associado à capacidade última de deformação no modo de rotura por flexão do pilar, R_{mu} (Eqs. (G.9) e (G.10)).

$$\text{Se } R_{mu} < R_y \Rightarrow F = 1.0 + 0.27 * \frac{R_{mu} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad (G.9)$$

$$\text{Se } R_{mu} \geq R_y \Rightarrow F = \frac{\sqrt{\frac{2 * R_{mu}}{R_y - 1}}}{0.75 * (1 + 0.05 * R_{mu} / R_y)} \leq 3.2 \quad (G.10)$$

(e) Pilar extremamente frágil

F para este tipo de elemento vertical tem de ser limitado e é igual a 0.8.

(f) Este item corresponde a uma possibilidade de existirem pilares no centro de paredes com ligação monolítica, dando origem ao termo inglês *wing wall*, podendo existir uma ou duas *wing walls*, naturalmente. Na figura G.2 surge a ilustração deste tipo de elemento particular, que não é comum na construção portuguesa, mas está incluído na descrição do método na norma japonesa.

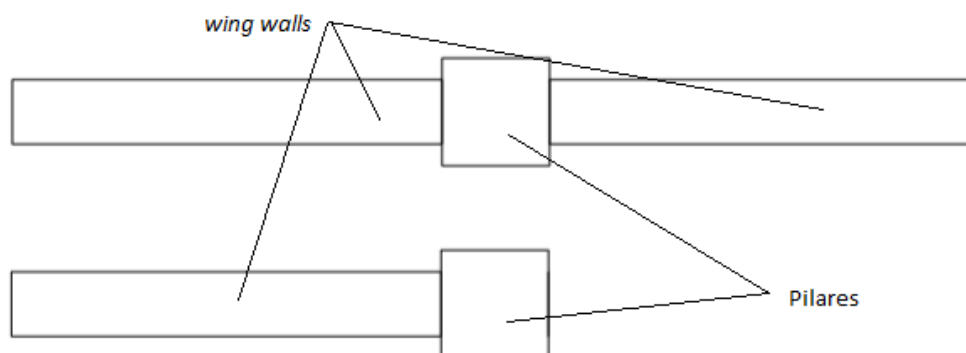


Fig. G.2 – Ilustração de *wing walls* referidas na norma japonesa. A figura de cima tem duas *wing walls* e a de baixo tem uma *wing wall*.

Se $\frac{h_0}{H_0} > 0.75 \Rightarrow F = 1.0$. F poderá ser calculado com base em (b) no caso da cedência por flexão preceder a rotura por corte;

Se $\frac{h_0}{H_0} \leq 0.75 \Rightarrow F = 0.8$. F poderá ser tomado como 1.0 no caso da cedência por flexão preceder a rotura por corte.

Onde h_0 foi definido no capítulo 4 e H_0 corresponde à altura desde a base da viga do piso superior ao topo da laje do piso inferior.

De notar que no caso de se poder garantir que o elemento não terá rotura por corte antes da cedência à flexão, é possível adotar valores de ductilidade superiores, o que é lógico.

Os valores de F, analisando as expressões associadas aos itens anteriores: i) poderão tomar o valor de 0.8 ou ii) poderão ter valores superiores ou iguais a 1.0, até um limite de 3.2 no caso dos *flexural columns*, que são os elementos mais dúcteis (tabela G.2).

Tabela G.2 – Tipos de elementos e respetivos valores de F (com base em Unemura, 1980).

Tipo de elemento vertical	Valor de F
<i>Flexural columns</i>	1.27 - 3.2
<i>Flexural walls</i>	1.0 - 2.0
<i>Shear columns</i>	1.27
<i>Shear walls</i>	1.0
Pilares extremamente frágeis	0.8

G.4. AVALIAÇÃO DO FATOR DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA EFETIVA

Se num determinado piso existirem, de acordo com a tabela G.1, por exemplo, três tipos de elementos verticais: pilares extremamente frágeis, *shear columns* e ainda *shear walls*, os grupos serão definidos da seguinte forma: Grupo 1 - pilares extremamente frágeis; Grupo 2 - *shear columns*; Grupo 3 - *shear*

walls. Após esta subdivisão dos elementos verticais em grupo, as tabelas G.3 e G.4 deverão ser utilizadas com o objetivo de avaliar o fator de avaliação da resistência efetiva (α_j).

Tabela G.3 – Coeficiente de resistência efetiva para $F_1 = 0.8$ no nível 2 (Com base em JBDPA, 2005).

Primeiro grupo	$F_1 = 0.8$	
	$R_1 = R_{500} = 1/500$	
Segundo e mais altos grupos	<i>Shear</i> ($R_{su} = R_{250}$)	α_s
	<i>Shear</i> ($R_{250} < R_{su}$)	α_s
	<i>Flexural</i> ($R_{my} = R_{250}$)	0.65
	<i>Flexural</i> ($R_{250} < R_{my} < R_{150}$)	α_m
	<i>Flexural</i> ($R_{my} = R_{150}$)	0.51
	<i>Flexural and shear walls</i>	0.65

Tabela G.4 – Coeficiente de resistência efetiva para $F_1 \geq 1.0$ no nível 2 (Com base em JBDPA, 2005).

Primeiro grupo	F_1	$F_1 = 1.0$	$1.0 < F_1 < 1.27$	$F_1 \geq 1.27$
	R_1	R_{250}	$R_{250} < R_1 < R_{150}$	$R_1 \geq R_{150}$
Segundo e mais altos grupos	<i>Shear</i> ($R_{su} = R_{250}$)	1.0	0.0	0.0
	<i>Shear</i> ($R_1 < R_{su}$)	α_s	α_s	0.0
	<i>Flexural</i> ($R_{my} < R_1$)	1.0	1.0	1.0
	<i>Flexural</i> ($R_1 < R_{my}$)	α_m	α_m	1.0
	<i>Flexural</i> ($R_{my} = R_{150}$)	0.72	α_m	1.0

Se $R_1 = R_{500} = 1/500 \Rightarrow F_1 = 0.8 \Rightarrow$ Consultar tabela G.3;

Se $R_1 \geq R_{250} = 1/250 \Rightarrow F_1 \geq 1.0 \Rightarrow$ Consultar tabela G.4.

Nesta fase, olhando para a tabela G.2, é possível perceber que a tabela G.3 só será selecionada no caso de existirem pilares classificados como extremamente frágeis num dado piso, sendo que se isso não acontecer (o mesmo é dizer que F terá valores superiores ou iguais a 1.0) a tabela G.4 será a escolha.

De notar que o grupo 1 é o preponderante na análise, uma vez que: i) vai determinar qual a tabela a consultar e ii) vai ser o valor mínimo de F do conjunto.

Os elementos da tabela G.4 são mais dúcteis, uma vez que possuem uma capacidade máxima de deformação (R_1) no mínimo superior ao dobro da capacidade dos elementos menos dúcteis (tabela G.3) e, assim, os valores de F da tabela G.4 resultam bastante superiores aos da tabela G.3.

G.5. SUB-ÍNDICE C

Falta apenas a descrição do sub-índice de resistência para as variáveis das Eqs. (G.1) e (G.5) ficarem completamente definidas e, escolhendo o máximo entre estas expressões, obter o sub-índice básico (E_0).

C deverá ser calculado com base na capacidade de carga lateral última dos elementos verticais de um dado grupo (Q_u) no princípio de que as vigas são infinitamente rígidas (princípio que apenas não é tido em consideração para o nível 3). Os modos de rotura deverão ser classificados de acordo com a tabela G.1, comparando a resistência última ao corte (Q_{su}) e o esforço de corte na rotura à flexão (Q_{mu}).

Para o cálculo das resistências últimas no caso de não terem sido realizados ensaios, deverão ser usados: i) Os valores de cálculo das propriedades dos materiais no caso de Q_{su} e ii) os valores médios das propriedades dos materiais no caso de Q_{mu} . Assim, Q_u vem avaliado pela Eq. (G.11)

$$Q_u = \min(Q_{mu}, Q_{su}) \quad (G.11)$$

Com base na Eq. (G.11) é fácil perceber que a capacidade de carga lateral última implica o esgotamento da capacidade resistente dos elementos verticais, seja por flexão (Q_{mu}), seja por corte (Q_{su}). Para cada grupo de elementos verticais existente num dado piso, existirá um valor de Q_{mu} e Q_{su} e, por consequência, um valor de Q_u . Desta forma, para cada grupo ficam definidos os parâmetros C que constam nas Eqs. (G.1) e (G.5) através da Eq. (G.12):

$$C = \frac{Q_u}{\Sigma W} \quad (G.12)$$

onde ΣW representa o peso do edifício suportado pelo piso em consideração, incluindo a carga viva resultante do cálculo sísmico.

No procedimento exposto verifica-se facilmente que as resistências e ductilidades dos vários elementos verticais de um determinado edifício são bastantes exploradas.

G.6. SUB-ÍNDICE S_D

Adicionalmente aos itens já identificados na tabela 4.6 e discutidos em 4.3.5, existem dois outros itens: um associado à irregularidade em planta - distância entre centros de gravidade e centros de rigidez - e outro associado à irregularidade em altura - rácio rigidez/peso entre piso acima e piso em avaliação. Estes dois itens são formulados pelos parâmetros (l) e (n).

As expressões de cálculo são exatamente iguais às expostas para o nível 1, mas desta feita os valores de R a considerar são diferentes. Apresentam-se na tabela G.5 os itens a considerar adicionalmente aos já referidos para o nível 1. As Eqs. (G.13), (G.14) e (G.15) são expostas de seguida:

$$S_{D2} = q_{2a} * q_{2b} * \dots * q_{2n} \quad (G.13)$$

onde,

$$q_{2i} = [1 - (1 - G_i) * R_{2i}] \dots\dots\dots i = a, b, c, d, e, f, i, l, n \quad (G.14)$$

$$q_{2i} = [1.2 - (1 - G_i) * R_{2i}] \dots\dots\dots i = h \quad (G.15)$$

Tabela G.5 – Grandezas G_i e R_{2i} para o nível 2 de aplicação (com base em JBDPA, 2005).

		g			r
		1.0	0.9	0.8	r_{2i}
Excentricidade	1	$1 \geq 0.1$	$0.1 < 1 \leq 0.15$	$1 > 0.15$	1.0
Rácio rigidez/peso de pisos consecutivos	n	$n \leq 1.3$	$1.3 < n \leq 1.7$	$n > 1.7$	1.0

De seguida, é feita uma descrição pormenorizada dos dois itens referidos de acordo com JBDPA (2005)

Item (l):

Representa o quociente entre a excentricidade e a diagonal do piso em planta (Eq. (G.16)).

$$l = \frac{E}{\sqrt{B^2 + L^2}} \quad (G.16)$$

em que E representa a distância entre o centro de gravidade e o centro de rigidez do piso em análise, conhecida genericamente por excentricidade e B e L estão definidos na figura G.3.

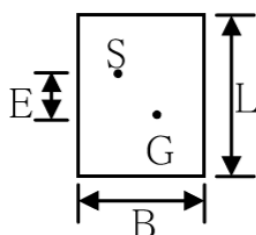


Fig. G.3 – Grandezas E, B e L no item (l) (Adaptadode JBDPA, 2005)

S e G são, respetivamente, o centro de gravidade e o centro de rigidez do piso em questão.

Item (n):

É dado pelo quociente de A por B, ponderado a um coeficiente β . A é o rácio de rigidez e peso do piso acima do piso em avaliação e B é o rácio de rigidez e peso do piso em avaliação.

A rigidez lateral do piso em avaliação é a variável k e o seu cálculo poderá ser feito de forma simplificada admitindo (como aliás já foi referido que é assumido no nível 2) que as vigas são infinitamente rígidas em comparação com os pilares. Já o peso do piso, W, é dado pelo peso do edifício sustentado pelo mesmo, incluindo assim o peso dos pisos superiores se aplicável.

O coeficiente β é dado por $\frac{n-1}{n}$ onde n é o número de pisos sustentados pelo piso em avaliação, o que, à partida, corresponderá ao número de pisos acima do piso em avaliação. Existe a exceção do último piso, uma vez que ele não tem piso acima e, neste caso, toma-se o piso abaixo e β assume o valor fixo de 2.0.

No âmbito do presente trabalho foram formuladas as Eqs. (G.17) e (G.18), que sintetizam o explicado atrás e cujas variáveis foram já definidas.

$$k = \max \left(\frac{\frac{k_{i-1} * \beta}{w_{i-1}}}{\frac{k_i}{w_i}}, \frac{\frac{k_i}{w_i}}{\frac{k_{i-1} * \beta}{w_{i-1}}} \right) \rightarrow \text{Aplicável apenas para o último piso} \quad (\text{G.17})$$

$$k = \max \left(\frac{\frac{k_{i+1} * \beta}{w_{i+1}}}{\frac{k_i}{w_i}}, \frac{\frac{k_i}{w_i}}{\frac{k_{i+1} * \beta}{w_{i+1}}} \right) \rightarrow \text{Aplicável para os restantes pisos} \quad (\text{G.18})$$

Nesta fase, são feitos alguns comentários aos itens anteriormente descritos para cálculo do fator S_D , tal como já tinha sido feito para o nível 1 de aplicação.

No item (l), percebe-se que quanto maior o valor da excentricidade E , maior será a vulnerabilidade sísmica do piso em questão e, assim, quanto maior o valor de E , maior será a grandeza I (Eq. (G.16)) e, consequentemente, menor será a pontuação G obtida, prejudicando o comportamento sísmico do edifício. É interessante notar que para $E > 0.15 * \sqrt{B^2 + L^2}$ o edifício é considerado irregular em planta segundo a norma japonesa e vem pontuado de $G=0.8$, enquanto no RSA a estrutura é considerada irregular em planta se $E > 0.15 * a$ (com a sendo a dimensão do edifício segundo a direção perpendicular à ação sísmica considerada). Quer isto dizer que tanto na norma portuguesa, como na japonesa o valor de 15% é estabelecido como limite, embora na norma japonesa a distância definida seja a diagonal da planta do piso (escolha difícil de justificar).

Sabe-se que quanto maior for a distância entre S e G de um piso, mais é relevante a sua resposta à torção, sendo que os elementos verticais situados nos extremos mais afastados do centro de rigidez (os chamados lados flexíveis) terão muito maiores exigências de deformação do que os elementos situados no lado oposto, podendo este facto originar discrepâncias de rigidez fruto da possível entrada em regime não linear dos elementos mais esforçados (Fardis, 2008).

No item (n), é de notar que a simplificação para cálculo de k implica que o comportamento à torção não seja captado (visto ser feita uma soma direta de contribuições de rigidez numa dada direção e em cada grau de liberdade para cada pórtico existente nessa direção), mas isso não constitui um problema, uma vez que o comportamento à torção é incluído no item l. Assim, quando o rácio k/W do piso acima é superior a 1.7 vezes o mesmo rácio para o piso em questão, o edifício é considerado irregular e vem penalizado com $G=0.8$.

G.7. SUB-ÍNDICE T

O valor de T deve ser calculado através da Eq. (G.19)

$$T = \frac{T_1 + T_2 + T_3 + \dots + T_n}{n} = \frac{1}{n} * \sum_{I=1}^n T_I \quad (\text{G.19})$$

em que n é o número total de pisos avaliados e os valores de T_1 são dados pela Eq. (G.20)

$$T_1 = (1 - P_1) * (1 - P_2) \quad (G.20)$$

com

P_1 - Soma da pontuação obtida devido a fenómenos de fendilhação e deformação para o piso em avaliação (ver tabela G.6). Poderá ser tomado como 0 se porventura não for necessária a avaliação do piso ou se o mesmo não puder ser avaliado;

P_2 - Soma da pontuação obtida devido a fenómenos de deterioração e envelhecimento para o piso em avaliação (ver tabela G.7). Poderá ser tomado como 0 nas mesmas condições de P_1 .

Segundo a norma japonesa, a avaliação do piso poderá não ser necessária se for detetado que não existem áreas ou elementos com envelhecimento e as condições de manutenção do edifício possam ser consideradas como muito boas.

Tabela G.6 – Grandeza P_1 para o nível 2 (com base em JBDPA, 2005).

Itens		Fissuração e deformação estrutural		
		A	B	C
Elementos	Grau	1. Fissuração causada por assentamento diferencial. 2. Fendilhação de corte (inclinada) observável a olho nu.	1. Deformação da laje interferindo com o funcionamento de elementos não estruturais. 2. Igual ao 2 em A, mas com fendas não visíveis á distância. 3. Igual ao 2 em B, mas com fendas visíveis á distância.	1. Ligeira fissuração estrutural que não corresponda a A nem a B. 2. Deformação de lajes e vigas que não corresponda a A nem a B.
	Extensão			
Lajes	$A/A' > 1/3$	0.017	0.005	0.001
	$1/3 > A/A' > 1/9$	0.006	0.002	0
	$A/A' < 1/9$	0.002	0.001	0
Vigas	$N_v > 1/3$	0.050	0.015	0.004
	$1/3 > N_v > 1/9$	0.017	0.005	0.001
	$N_v < 1/9$	0.006	0.002	0
Paredes e pilares	$N_p > 1/3$	0.150	0.045	0.011
	$1/3 > N_p > 1/9$	0.050	0.015	0.004
	$N_p < 1/9$	0.017	0.005	0.001
Σ Pontuação	Parcial			
	Total			

Tabela G.7 – Grandeza P_2 para o nível 2 (com base em JBDPA, 2005).

Itens		Deterioração e envelhecimento		
		A	B	C
Elementos	Grau	1. Fissuração no betão derivada da expansão associada à corrosão das armaduras. 2. Corrosão das armaduras. 3. Fendilhação devido a incêndio. 4. Deterioração do betão causada por químicos.	1. Corrosão resultante da infiltração de água. 2. Carbonatação do betão à profundidade das armaduras. 3. Destacamento de materiais de acabamento.	1. Manchas notáveis no betão devidas à água da chuva, escoamento e químicos. 2. Deterioração ou ligeiro destacamento de materiais de acabamento.
	Extensão			
Lajes	$A/A' > 1/3$	0.017	0.005	0.001
	$1/3 > A/A' > 1/9$	0.006	0.002	0
	$A/A' < 1/9$	0.002	0.001	0
Vigas	$N_v > 1/3$	0.050	0.015	0.004
	$1/3 > N_v > 1/9$	0.017	0.005	0.001
	$N_v < 1/9$	0.006	0.002	0
Paredes e pilares	$N_p > 1/3$	0.150	0.045	0.011
	$1/3 > N_p > 1/9$	0.050	0.015	0.004
	$N_p < 1/9$	0.017	0.005	0.001
Σ Pontuação	Parcial			
	Total			

As tabelas apresentam: A - área danificada e A' - área total. N_v é o número de vigas danificadas e N_p é o número de pilares ou paredes danificados, sendo esta informação sempre referente ao piso em avaliação.

De notar que o principal defeito da avaliação de T no nível 1 de aplicação é mitigado neste nível 2, uma vez que existe a possibilidade de combinação de mais do que um efeito que prejudica o

comportamento sísmico de um piso e até existem importâncias relativas atribuídas que permitem medir esta variável com maior rigor. Mais uma vez é fácil perceber que quanto mais se avança no nível, maior o rigor na avaliação dos parâmetros do cálculo. Uma nota de relevo é que o dano encontrado nos elementos verticais é mais penalizado do que o dano em elementos como lajes e vigas, o que faz todo o sentido uma vez que os elementos verticais são os principais responsáveis pela resposta à ação sísmica.

Anexo H. NÍVEL 3 DE APLICAÇÃO DO MÉTODO JAPONÊS

H.1. INSPEÇÃO PRELIMINAR DO EDIFÍCIO

Adicionalmente aos itens referidos em G.1, poderá ser feita uma inspeção detalhada no caso de se considerar necessária uma avaliação mais precisa ou até se já for tida em consideração uma eventual possibilidade de reforço. Nesse caso, os seguintes itens deverão ser avaliados:

- Resistência à compressão e módulo de Young do betão;
- Disposição, dimensões e tensões de cedência das armaduras;
- Capacidade dos elementos estruturais considerando o processo construtivo, a fendilhação e defeitos;
- Resistência dos materiais considerando fenómenos de carbonatação e envelhecimento do betão e corrosão das armaduras.

Neste nível de inspeção detalhado, amostras cilíndricas de betão deverão ser recolhidas do edifício em causa nos pilares, nas paredes e nas vigas.

De notar que nesta inspeção detalhada surge a avaliação de aspetos relacionados com as armaduras, o que não tinha acontecido nos primeiros dois níveis de aplicação, dada a diferente proposta dos mesmos e, consequentemente, o seu diferente grau de rigor.

H.2. SUB-ÍNDICE E_0

Existem três tipos de elementos a considerar no terceiro nível em relação ao segundo, estando presentes na tabela H.1 os elementos que deverão ser considerados para além dos da tabela G.1. A principal diferença neste nível é a consideração da influência das vigas no tipo de rotura dos elementos verticais, existindo também um novo modo de rotura considerado para as paredes: a rotação da base.

Tabela H.1 – Classificação dos elementos verticais para nível 3 (com base em JBDPA, 2005).

Elementos verticais	Definição
Pilares condicionados por <i>flexural beams</i>	Pilares condicionados por vigas nas quais a cedência à flexão precede a rotura por corte
Pilares condicionados por <i>shear beams</i>	Pilares condicionados por vigas nas quais a rotura por corte precede a cedência à flexão
<i>Uplift walls</i> (paredes com comportamento controlado por fenómenos de levantamento e rotação)	Paredes cuja rotura por rotação/levantamento da base precede a cedência à flexão ou rotura por corte

As equações para o cálculo de E_0 são exatamente as mesmas que foram propostas para o nível 2. No entanto, no caso de o mecanismo de rotura de piso for seguramente prevenido de maneira a que não se forme um mecanismo de rotura com cedência à flexão de vigas, cedência à flexão da base das paredes ou rotação das mesmas¹¹, o valor de E_0 poderá ser calculado pela Eq. (H.1):

$$E'_0 = E_0 * \frac{2}{3} * \frac{2*n+1}{n+1} \quad (H.1)$$

¹¹ Equivalente a dizer "no caso de a estrutura ter um dimensionamento com base nos requisitos de dimensionamento por capacidade resistente" (definidos no EC8-1).

onde E'_0 é o sub-índice básico estrutural correspondente ao nível 3, E_0 é o sub-índice básico estrutural correspondente ao nível 2 e n é número total de pisos do edifício, como já havia sido mencionado em 4.3.2.

O fator que afeta o valor de E_0 correspondente ao nível 2 permite aumentar o valor do sub-índice básico estrutural, dada a exploração ao limite da ductilidade da estrutura no nível 3.

H.3. SUB-ÍNDICE F

Boa parte da grande complexidade do nível 3 do Método Japonês está na avaliação dos sub-índices de ductilidade dos vários tipos de elementos estruturais possíveis, visto que tanto as expressões de cálculo de E_0 , como a avaliação de C são feitas praticamente da mesma forma que no nível 2 (à exceção da avaliação de Q_u que tem uma complexidade também ela bastante superior às dos níveis anteriores como será referido em H.4).

Os valores de F a considerar são apresentados de seguida.

(a) Paredes

Se $Q_{mu}/(\gamma*Q_{ru}) \geq 1.0 \Rightarrow$ Elemento poderá ser classificado como *shear wall* ou *uplift wall* $\Rightarrow F = \min(F_{sr}, F_{mr})$

Se $Q_{mu}/(\gamma*Q_{ru}) < 1.0 \Rightarrow$ Elemento poderá ser classificado como *shear wall* ou *flexural wall* $\Rightarrow F = F_{sm}$

com F_{sr} a ser calculado considerando o quociente entre a resistência ao corte e a resistência ao levantamento:

Se $Q_{su}/(\gamma*Q_{ru}) \leq 1.0 \Rightarrow F_{sr} = 1.0$

Se $Q_{su}/(\gamma*Q_{ru}) \geq 1.6 \Rightarrow F_{sr} = 1.6$ para paredes tipo W1 (ver tabela 4.3) e $F_{sr} = 2.0$ para as restantes

Se $1.0 < Q_{su}/(\gamma*Q_{ru}) < 1.6 \Rightarrow F_{sr}$ deverá ser calculado através de uma interpolação linear entre as duas expressões anteriores

e F_{mr} deverá ser calculado considerando o quociente entre a resistência à flexão e a resistência ao levantamento:

Se $Q_{mu}/(\gamma*Q_{ru}) \leq 1.0 \Rightarrow F_{mr} = 1.5$ para paredes tipo W2 (ver tabela 4.3) e $F_{mr} = 2.0$ para as restantes

Se $Q_{mu}/(\gamma*Q_{ru}) \geq 16/13 \Rightarrow F_{mr} = 2.0$ para paredes tipo W2 (ver tabela 4.3) e $F_{mr} = 3.0$ para as restantes

se $1.0 < Q_{mu}/(\gamma*Q_{ru}) < 16/13 \Rightarrow F_{mr}$ deverá ser calculado através de uma interpolação linear entre as duas expressões anteriores

e ainda F_{sm} a ser calculado de acordo com o referido no item (b) do subcapítulo G.3.

Adicionalmente às definições dadas no subcapítulo G.3, surge a definição de Q_{ru} e γ .

Q_{ru} - Resistência ao levantamento/rotação da parede considerando os efeitos i) de eventuais vigas no alinhamento e transversais à parede e ii) do levantamento das fundações.

γ - Coeficiente relativo à precisão relacionada com o cálculo de Q_{ru} que poderá assumir valores entre 1.0 e 1.2.

(b) Vigas

Os valores de F para as vigas são importantes, porque o cálculo de F para os restantes elementos verticais é função da ductilidade das vigas.

(i) Vigas no alinhamento de *flexural walls* ou de *uplift walls*:

Se $Q_{su}/Q_{mu} \leq 0.9 \Rightarrow F = 1.5$

Se $Q_{su}/Q_{mu} \geq 1.3 \Rightarrow F = 3.5$

Se $0.9 < Q_{su}/Q_{mu} < 1.3 \Rightarrow F$ deverá ser calculado através de uma interpolação linear entre as expressões anteriores

(ii) Vigas ligadas a *spandrel walls* (paredes que fazem o enchimento entre o topo de uma abertura e a viga do piso superior)

F deve ser tomado como 1.5.

(iii) Vigas comuns, isto é, que não pertençam a (i), nem a (ii):

Se $Q_{su}/Q_{mu} \leq 0.9 \Rightarrow F = 1.5$

Se $Q_{su}/Q_{mu} \geq 1.2 \Rightarrow F = 3.5$

Se $0.9 < Q_{su}/Q_{mu} < 1.2 \Rightarrow F$ deverá ser calculado através de uma interpolação linear entre as expressões anteriores

(c) *Uplift walls* ou *flexural walls* com vigas no seu alinhamento e vigas transversais

F de uma parede com vigas transversais e/ou no seu alinhamento. Depende dos valores de F calculados nos itens (a) e (b) dados por F_p (sub-índice de ductilidade associados às paredes) e F_v (sub-índice de ductilidade associados às vigas), respetivamente, surgindo, assim, as Eqs. (H.2), (H.3) e (H.4).

$$F = q_p * F_p + \sum q_v * F_v \quad (H.2)$$

$$q_p = \frac{M_p}{M_p + \sum M_v} \quad (H.3)$$

$$q_v = \frac{M_v}{M_p + \sum M_v} \quad (H.4)$$

onde M_p é o momento resistente da parede ao nível do piso em avaliação, M_v representa a contribuição das vigas para o momento derrubador resistente da parede ao nível do piso em avaliação, o símbolo Σ indica a soma das contribuições de todas as vigas ligadas à parede e que são consideradas como tendo influência no cálculo do momento derrubador resistente. A resistência das vigas transversais poderá ser desconsiderada, no caso de estas não afetarem a resistência e ductilidade do sistema.

(c) Pilares condicionados por *flexural/shear beams*:

(i) F dos nós determinado a partir das vigas:

Deve ser calculado através da média ponderada dos sub-índices de ductilidade das vigas à direita e à esquerda do nó a considerar, de acordo com a Eqs. (H.5) e (H.6).

$$F_n = \Sigma (q * F_v) \quad (H.5)$$

onde

$$q = \frac{M_u}{\Sigma M_u} \quad (H.6)$$

com

F_v - Sub-índices de ductilidade das vigas à esquerda e à direita do nó em consideração, tendo o cálculo deste termo já sido descrito em (b).

M_u - Momento no nó para a resistência última das vigas à esquerda e à direita do nó em avaliação.

Σ - Indica a soma das contribuições das vigas à esquerda e à direita do nó em consideração.

(ii) F dos nós determinado para pilares:

Deve ser calculado para os nós da base e topo de um dado pilar e é função do rácio de momentos resistentes nos nós calculados pelos pilares e a mesma grandeza calculada pelas vigas.

$$\text{Se } \frac{\Sigma_p M_u}{\Sigma_v M_u} \geq 1.4 \Rightarrow F = F_n$$

$$\text{Se } \frac{\Sigma_p M_u}{\Sigma_v M_u} < 1.0 \Rightarrow F = F_c$$

Se $1.0 < \frac{\Sigma_p M_u}{\Sigma_v M_u} < 1.4 \Rightarrow F$ deve ser calculado através de uma interpolação linear entre as expressões anteriores

onde

$\Sigma_p M_u$ - Soma dos momentos para a resistência última nos nós da base e topo dos pilares do piso em avaliação.

$\Sigma_v M_u$ - Soma dos momentos para a resistência última nos nós das vigas à esquerda e à direita do nó em consideração.

F_c - Sub-índice de ductilidade associado aos pilares acima e abaixo do nó em avaliação, descrito em G.3 de (c) a (f).

F_n - Sub-índice de ductilidade do nó em consideração determinado a partir das vigas, descrito no ponto (i).

De reparar que o rácio $\Sigma_p M_u / \Sigma_v M_u$ analisa o conceito de dimensionamento pela capacidade resistente (termo utilizado pelo EC8-1) já identificado previamente neste trabalho. Se o somatório dos momentos resistentes nas vigas for superior a 1.4 vezes¹² o somatório dos momentos resistentes nos pilares, o Método Japonês permite a utilização do valor de F correspondente às vigas, uma vez que se esta condição for cumprida os mecanismos tipo viga fraca e pilar forte estão assegurados, o que implica que a rotura se dê pelas vigas e, portanto, que permita maior dissipação de energia da estrutura. Ao invés, se tal não for cumprido (o mesmo é dizer se a rotura se der pelos pilares e,

¹² No EC8-1 é utilizado o valor de 1.3, em vez de 1.4.

portanto, envolver menor dissipação de energia na estrutura) o método impõe a utilização do valor de F dos pilares, que naturalmente é mais baixo do que o das vigas.

(iii) F de pilares condicionados por vigas:

Após o cálculo do itens correspondentes a (i) e (ii), é possível o cálculo dos valores de F correspondentes a (c) através das Eqs. (H.7) e (H.8).

$$F = \Sigma (q * F_{(ii)}) \quad (H.7)$$

onde

$$q = \frac{M_u}{\Sigma M_u} \quad (H.8)$$

$F_{(ii)}$ - Sub-índice de ductilidade no nó em consideração, descrito em (ii).

M_u - Momento último no nó de topo ou base do pilar em avaliação.

Σ - Soma para topo ou base do pilar em consideração.

H.4. SUB-ÍNDICE C

O cálculo das resistências últimas Q_{mu} e Q_{su} é feito da mesma forma que no nível 2, sendo que posteriormente a estrutura deverá ser modelada e os modos de rotura e o valor da capacidade de carga lateral última dos elementos verticais (Q_u) poderão ser avaliados de forma simplificada pelo método de distribuição de momentos nos nós e, assim, o mínimo valor de carga que implique a rotura será a carga de colapso Q_u .

Como se pode verificar, existe uma clara complexidade no nível 3 que inclusivamente pode implicar a modelação da estrutura (o que não acontece nos níveis 1 e 2) e, desta forma, será aconselhável fazer a modelação da estrutura num programa de cálculo que permita a realização de uma análise plástica para encontrar os valores de Q_u com o maior rigor possível, ao invés de utilizar a aproximação do método sugerido pela norma japonesa (método de distribuição de momentos nos nós). Para o devido efeito, existem programas de cálculo baseados i) numa análise incremental de carga, como o ANSYS e ii) numa análise limite, tendo como base da formulação o Teorema Cinemático¹³, por exemplo o SUBLIM-3d (Silva, 2011). De notar que a complexidade deste tipo de análise é superior à exigida para o dimensionamento sismo resistente de edifícios novos (Sinha e Goyal, 2004).

O procedimento passará pela seleção de três grupos de elementos verticais resistentes que existam num determinado piso de acordo com o seu sub-índice de ductilidade (F), sendo que o grupo 1 será o de menor F e o 3 o de maior (tal como no nível 2). A seguir, a modelação e análise através dos métodos atrás mencionados permitirá avaliar o valor de carga lateral, para a qual se dá o esgotamento total do material de um dado grupo de elementos verticais (Q_u), formando-se rótulas plásticas nas extremidades desses elementos. Com o registo dos valores de Q_u para os grupos de elementos verticais existentes num dado piso (num máximo de 3), é possível calcular o valor de C para os respetivos grupos recorrendo à Eq. (G.12) (já utilizada no nível 2). Do nível 2 para o 3 a equação manteve-se, mudando apenas o grau de precisão com que o parâmetro Q_u foi avaliado.

¹³ O Teorema Cinemático ou Teorema da Região Superior afirma que se para um dado mecanismo de colapso cinematicamente admissível, o trabalho provocado pelo carregamento exterior aplicado ao sistema for igual ao trabalho das tensões internas, então esse carregamento provoca o colapso.

Com base na descrição do parágrafo anterior, importa fazer referência a duas possibilidades com implicações distintas: 1) e 2).

1) Piso em avaliação tem um número de grupos de elementos verticais (dado pela soma consideração de todos os tipos de elementos constantes nas tabelas 4.1, G.1 e H.1) superior a 3:

Neste caso, uma vez que o Método Japonês só prevê o cálculo dos sub-índices C e F relativos a 3 grupos, existirá sempre uma reserva de resistência e ductilidade. Na análise plástica para um dado piso, vão ser obtidos valores de Q_u para os grupos 1, 2 e 3, sendo que certamente o valor de Q_{u1} será o menor, enquanto o de Q_{u3} será o maior, uma vez que a classificação dos grupos foi feita por ordem crescente de ductilidade. Ora, o que acontece é que para valores de Q_{u3} aplicados horizontalmente no piso, os grupos de elementos verticais 1, 2 e 3 já terão rótulas plásticas formadas nas suas extremidades, mas os grupos superiores a 3 ainda não. Assim, com certeza que o piso em questão não estará numa situação iminente de colapso e pode dizer-se que o sub-índice E_0 é avaliado de forma conservativa.

2) Piso em avaliação tem um número de grupos de elementos verticais inferior ou igual a 3:

No presente cenário não existirá qualquer reserva de resistência, nem de ductilidade. Na análise plástica efetuada para um dado piso, irão ser obtidos valores de Q_u para os grupos existentes e, não existindo mais grupos, o máximo valor de Q_u corresponderá ao valor de carga horizontal que origina o mecanismo de colapso do piso, originando uma avaliação do sub-índice E_0 correspondente ao máximo valor que ele poderá assumir, correspondente a uma situação de colapso iminente.

Após esta descrição exaustiva do cálculo de F e de C para o nível 3 do Método Japonês, é fácil perceber a complexidade já referida deste nível, não sendo possível concretizá-lo sem recorrer i) a um programa de cálculo que modele a estrutura e faça uma análise avançada do mecanismo de colapso para avaliação de Q_u e ii) a métodos computacionais que permitam a programação das expressões de cálculo (sobretudo de F) para poder automatizar o processo. No entanto, apesar de ser possível a automatização do processo, a aplicação do terceiro nível será sempre complexa e morosa.

H.5. SUB-ÍNDICES T E S_D

O cálculo dos sub-índices T e S_D para o terceiro nível de aplicação do Método Japonês é realizado exatamente da mesma forma do nível 2.

Anexo I. DESENHOS SUPLEMENTARES

Com o objetivo de interpretar e visualizar tridimensionalmente os edifícios avaliados no âmbito deste trabalho, surgem as figuras de I.1 até I.7, que dizem respeito ao Edifício 1 e às plantas dos dois edifícios. O Edifício 2 é exatamente igual ao 1, sendo que o primeiro piso é mais alto e as dimensões de pilares e vigas são diferentes. Para o objetivo proposto, estas imagens permitem a perfeita visualização dos edifícios avaliados.

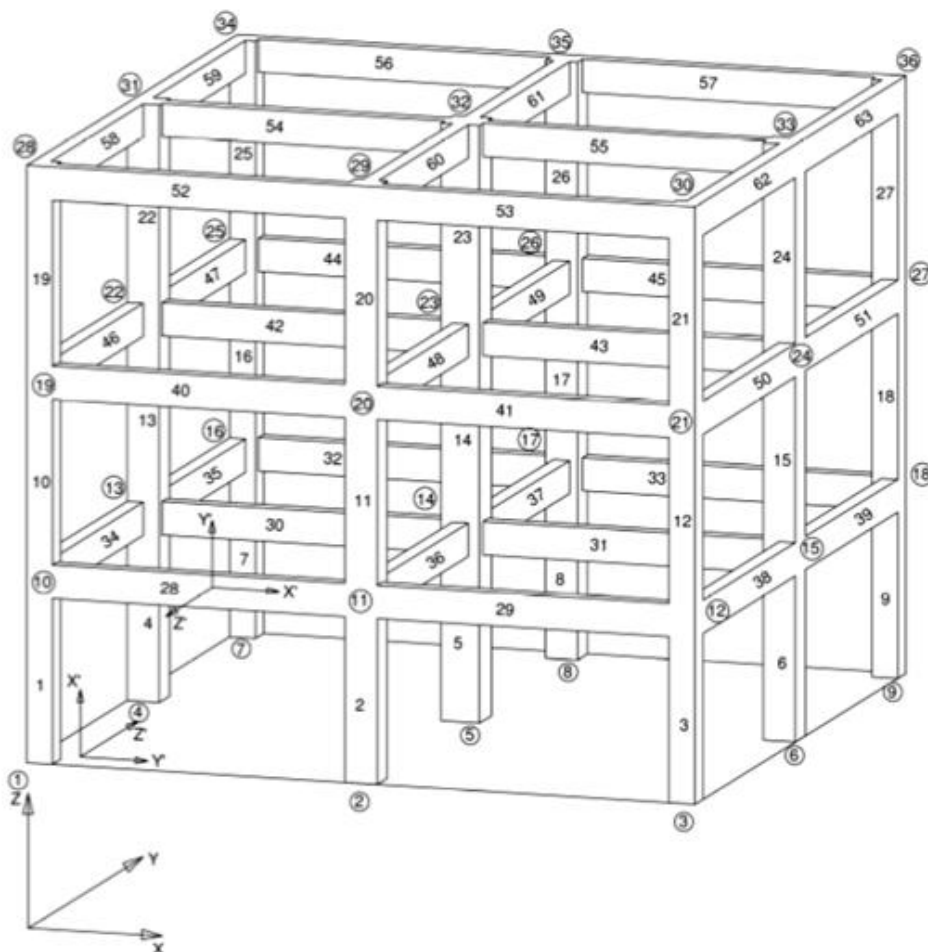


Fig. I.1 – Edifício 1 analisado no âmbito do presente trabalho (Adaptado de Hatzivassiliou e Hatzigeorgiou, 2015a).

As figuras I.2, I.3 e I.4 referem-se ao Edifício 1 e têm como objetivo permitir a correspondência entre as denominadas vigas V1 a V7 (cujas secções transversais foram apresentadas no capítulo 5) e a sua localização no edifício.

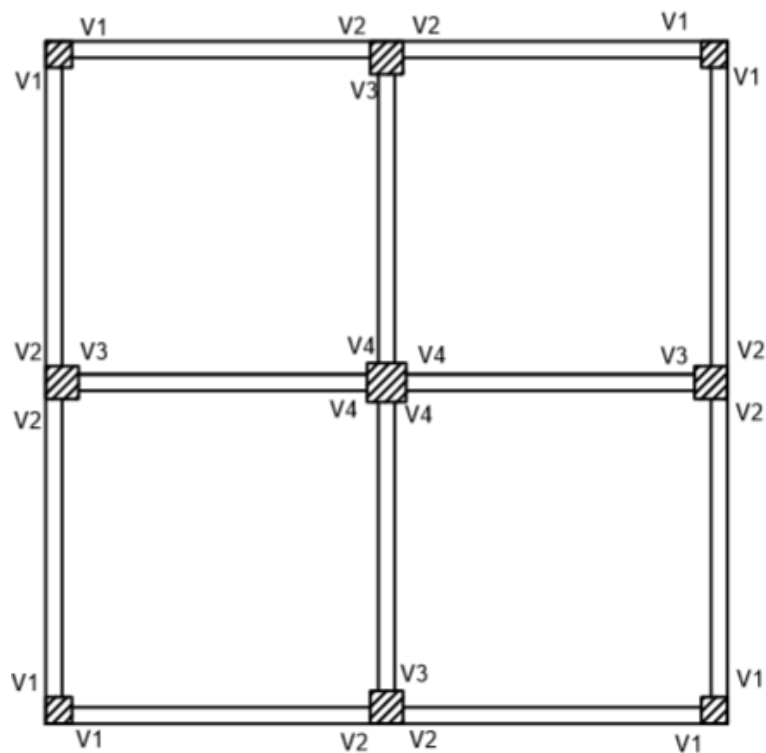


Fig. I.2 – Planta do primeiro piso do Edifício 1.

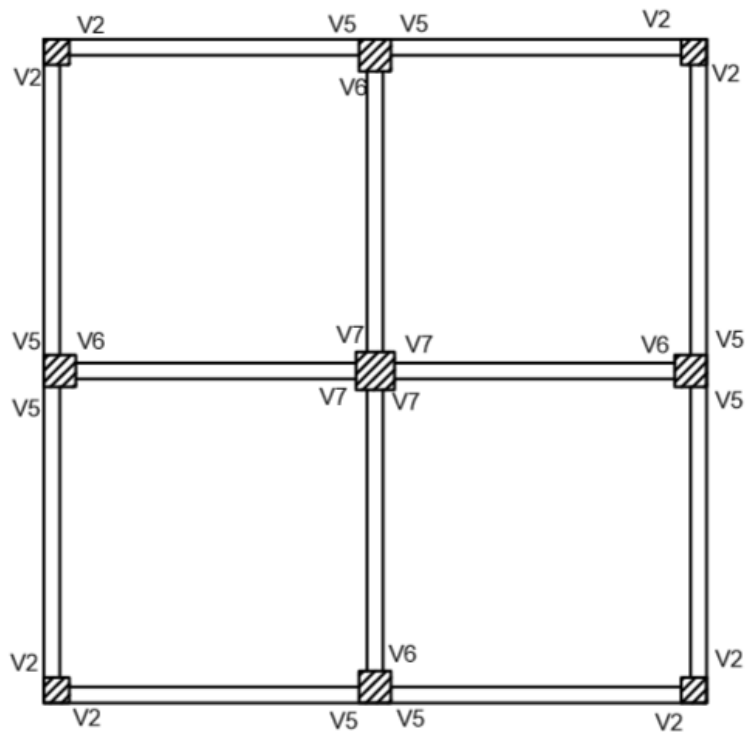


Fig. I.3 – Planta do segundo piso do Edifício 1.

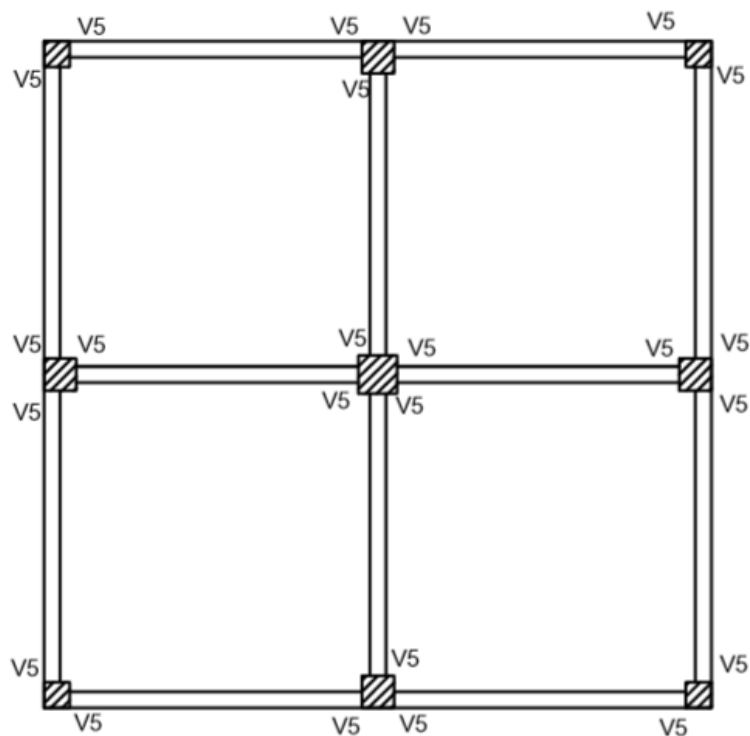


Fig. I.4 – Planta do terceiro piso do Edifício 1.

As imagens I.5, I.6 e I.7 dizem respeito ao Edifício 2 e têm o objetivo de fazer a correspondência entre as vigas V1 e V2 patentes no capítulo 5 e a sua localização no edifício.

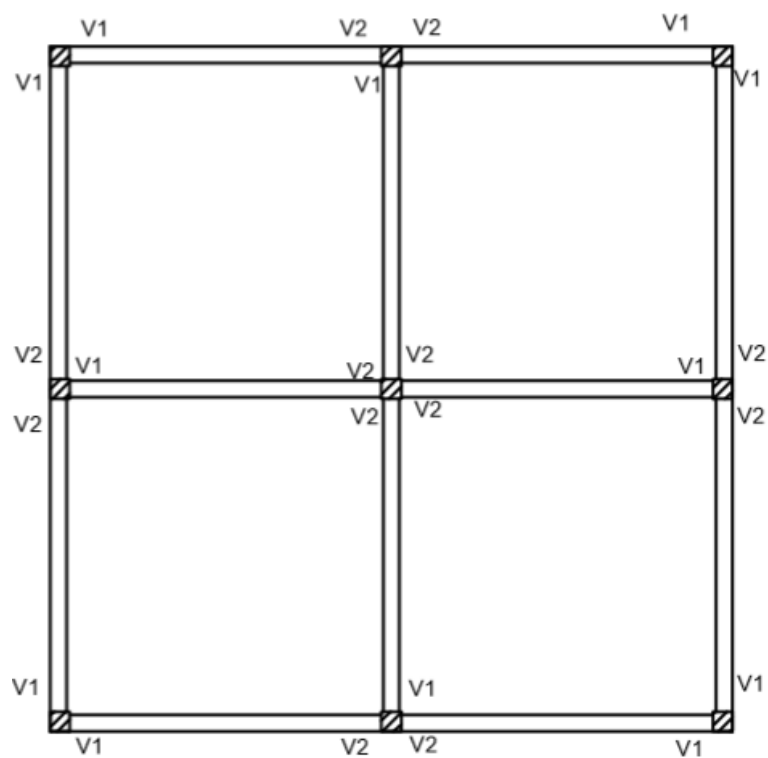


Fig. I.5 – Planta do primeiro piso do Edifício 2.

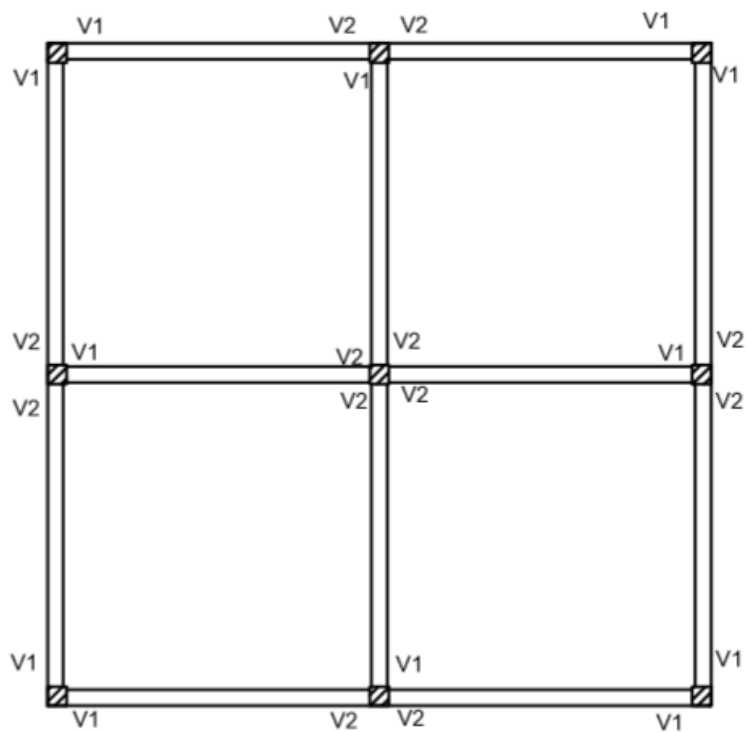


Fig. I.6 – Planta do segundo piso do Edifício 2.

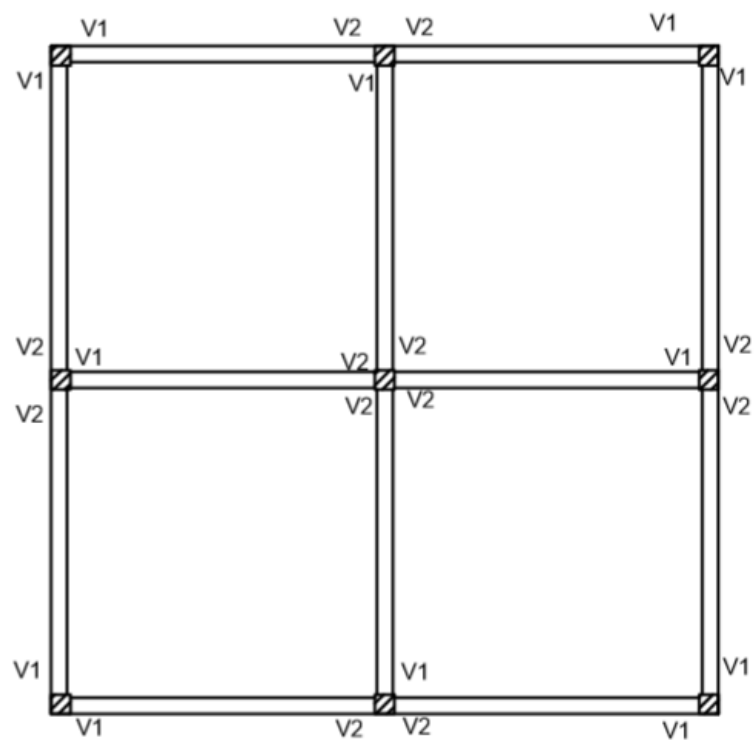


Fig. I.7 – Planta do terceiro piso do Edifício 2.

Anexo J. CÁLCULOS SUPLEMENTARES

J.1. EDIFÍCIO 1 COM ALVENARIAS

Como foi referido no capítulo 5, efetuaram-se algumas variantes para testar a sensibilidade do método à avaliação de determinados parâmetros. Vão ser referidos os valores a utilizar para as grandezas em relação aos quais existe alguma incerteza associada.

$$(i) F_{Ck} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow F_C = 18/1.5 = 12 \text{ MPa} \Rightarrow \beta_C = 0.60$$

Considerando a redução da resistência à compressão do material, devido à deterioração do material.

$$(ii) q = 3.0$$

Tomando o mínimo valor discutido em 5.2.2.2.

$$(iii) F = 0.80$$

Poderia ser considerado 1.0, como referido em 5.2.2.1. A opção passou por tomar o valor mais baixo possível e, se a segurança for verificada para este cenário, automaticamente se conclui que será verificada para outro. Surgem, assim, na tabela J.1 os valores dos principais parâmetros da aplicação do método e na tabela J.2 a tomada de decisão inerente.

Tabela J.1 – Apresentação dos valores de I_s correspondentes ao nível 1 do Método Japonês para o Edifício 1 com paredes de alvenaria..

Piso	ϕ	C_c	C_{mar}	F	E_0	S_D	T	I_s
1	1.00	0.284	0.320	0.8	0.370	1.0	1.0	0.370
2	0.80	0.450	0.508	0.8	0.469			0.469
3	0.67	1.092	1.233	0.8	0.949			0.949

Tabela J.2 – Tomada de decisão referente ao Edifício 1 com paredes de alvenaria.

Piso	I_s	I_{s0}	Tomada de decisão
1	0.370	0.203	Verifica segurança
2	0.469	0.203	Verifica segurança
3	1.949	0.203	Verifica segurança

Conclui-se que no cenário mais conservativo possível, isto é, no cenário que minimiza ao máximo I_s , a segurança é verificada para o Edifício 1. Verifica-se, também, que a influência do parâmetro F_c não é muito significativa, visto que I_s variou de forma muito ligeira (variação de aproximadamente 3% em relação aos valores apresentados em 5.6.1).

J.2. EDIFÍCIO 2 COM ALVENARIAS

$$(i) F_{Ck} = 20 \text{ MPa} \Rightarrow F_C = 20/1.5 = 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow \beta_C = 0.67$$

Considerando o valor tomado em 5.3.2.1.

(ii) $q = 2.0$

Tomando um valor que, de acordo com o discutido em 5.3.2.2, poderá ser pouco conservativo. De notar que em relação ao proposto em 5.3.2.2, apenas este valor variou.

(iii) $F = 0.80$

No caso do presente edifício, conforme o discutido em 5.3.2.1, não faz sentido a consideração de outro valor. Apresentam-se nas tabelas J.3 e J.4 os valores dos principais parâmetros da aplicação do método e a tomada de decisão inerente, respetivamente.

Tabela J.3 – Apresentação dos valores de I_s correspondentes ao nível 1 do Método Japonês para o Edifício 2 com paredes de alvenaria para o primeiro cenário.

Piso	ϕ	C_c	C_{mar}	F	E_0	S_D	T	I_s
1	1.00	0.107	0.347	0.8	0.320	0.95	1.0	0.304
2	0.80	0.168	0.546	0.8	0.403			0.383
3	0.67	0.395	1.282	0.8	0.789			0.750

Tabela J.4 – Tomada de decisão referente ao Edifício 2 com paredes de alvenaria para o primeiro cenário.

Piso	I_s	I_{s0}	Tomada de decisão
1	0.304	0.304	Não verifica segurança
2	0.383	0.304	Verifica segurança
3	0.750	0.304	Verifica segurança

Conclui-se que a segurança é verificada, obtendo no pior cenário (pisos 1) um valor de I_s igual ao valor de I_{s0} . Ora, não tendo dimensionamento sísmo resistente, não será expectável que exista segurança à ação sísmica, pelo que a consideração de um coeficiente de comportamento (q) igual a 2.0 se revela contra a segurança, uma vez que o edifício não tem ductilidade suficiente.

Ainda no Edifício 2:

(i) $F_{ck} = 18 \text{ Mpa} \Rightarrow F_c = 18/1.5 = 12 \text{ Mpa} \Rightarrow \beta_c = 0.60$

De notar que em relação ao proposto no ponto anterior, apenas variou o valor desta grandeza. (ii) $q = 2.0$

(ii) $q = 2.0$

Tomando ainda o valor que, à partida, será pouco conservativo.

(iii) $F = 0.80$

Tomando de novo o único valor razoável para o edifício em avaliação.

Apresentam-se nas tabelas J.5 e J.6 os valores dos principais parâmetros da aplicação do método e a tomada de decisão inerente, respetivamente.

Tabela J.5 – Apresentação dos valores de I_s correspondentes ao nível 1 do Método Japonês para o Edifício 2 com paredes de alvenaria para o segundo cenário.

Piso	ϕ	C_c	C_{mar}	F	E_0	S_D	T	I_s
1	1.00	0.096	0.347	0.8	0.316	0.95	1.0	0.300
2	0.80	0.152	0.546	0.8	0.398			0.378
3	0.67	0.356	1.282	0.8	0.779			0.740

Tabela J.6 – Tomada de decisão referente ao Edifício 2 com paredes de alvenaria para o segundo cenário.

Piso	I_s	I_{s0}	Tomada de decisão
1	0.300	0.304	Não verifica segurança
2	0.378	0.304	Verifica segurança
3	0.740	0.304	Verifica segurança

Neste cenário, o Edifício 2 já não cumpre a segurança de novo, mas para um valor de ação e resistência praticamente iguais. Assim, com a consideração de $q=2.0$, a tomada de decisão pode mudar com a alteração de um parâmetro que, como é perceptível nos valores apresentados nas tabelas, é pouco influente. Assim, conclui-se que a consideração de $q=2.0$ para o Edifício 2 é contra a segurança e, adicionalmente, que a resistência à compressão do betão tem uma influência bastante reduzida nos valores obtidos (valores na ordem de 3%).

Anexo K.

K.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO POR BRZEV (2009) PARA AS ALVENARIAS DO EDIFÍCIO 1

A figura K.1 apresenta um esquema que envolve as grandezas de cálculo do módulo de deformabilidade e da área das escoras equivalentes às paredes de alvenaria utilizadas no presente trabalho.

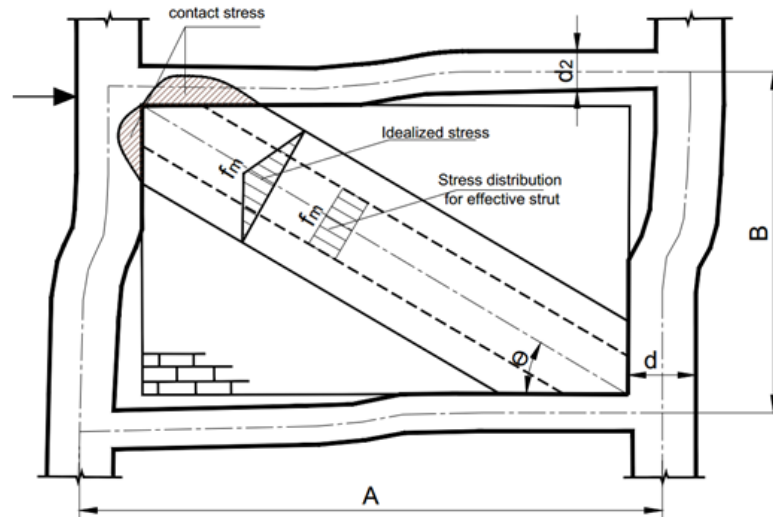


Fig. K.1 –Esquema que mostra as grandezas envolvidas no cálculo do módulo de deformabilidade e área das escoras dos modelos realizados.

Dados Edifício 1:

$$A = 5.00\text{m}$$

$$d = 0.50\text{m}$$

$$B = 3.00\text{m}$$

$$d_2 = 0.50\text{m}$$

$$f'_m = 4.80\text{Mpa}$$

f'_m foi tomado igual a 4.80Mpa pelos motivos mencionados no capítulo 5. Foi considerado, por simplificação, que todos os pilares assumem uma dimensão média de 0.50mx0.50m, uma vez que no caso de se assumirem as dimensões reais as diferenças eram praticamente nulas. Os cálculos são apresentados de seguida.

$$E_{\text{betão}} = \frac{57000}{145} * \sqrt{f'_m * 145} \Rightarrow \frac{57000}{145} * \sqrt{20 * 145} = 21169.3 \text{ Mpa}$$

$$I_{\text{viga}} = \frac{0.25 * 0.50^3}{12} = 0.002604\text{m}^4$$

$$I_{\text{pilar}} = \frac{0.50^4}{12} = 0.005208\text{m}^4$$

$$E_m = 850 * f'_m = 850 * 4.80 = 4080\text{Mpa}$$

$$t_w = 0.15 + 0.11 = 0.26\text{m}$$

$$L_{in} = A - d = 5.00 - 0.50 = 4.50\text{m}$$

$$H_{in} = B - d_2 = 3.00 - 0.50 = 2.50\text{m}$$

$$\Rightarrow l_s = \sqrt{L_{in}^2 + H_{in}^2} = \sqrt{4.50^2 + 2.50^2} = 5.1478\text{m}$$

$$\Rightarrow \sin \theta = \frac{2.50}{5.1478} = 0.48564 \Rightarrow \theta = 29.0544^\circ$$

$$\Rightarrow 2\theta = 58.1088^\circ \Rightarrow \sin 2\theta = 0.84906$$

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} * \left(\frac{4 * E_{\text{betão}} * I_{\text{pilar}} * H_{in}}{E_m * t_w * \sin 2\theta * 0.38} \right)^{1/4} = 2.1044\text{m}$$

$$\alpha_h = \pi * \left(\frac{4 * E_{\text{betão}} * I_{\text{viga}} * L_{in}}{E_m * t_w * \sin 2\theta * 0.38} \right)^{1/4} = 4.0099\text{m}$$

De notar que o valor de 0.38 identifica o rácio de secção preenchida nas unidades de alvenaria (tijolos neste caso). Teria o valor de 1.00 no caso de tijolos maciços.

$$w = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_l^2} = \sqrt{2.1044^2 + 4.0099^2} = 4.6080\text{m}$$

$$w_{\text{eff}} = \min \left\{ w/2; \frac{l_s}{4} \right\} = \min \{ 2.3040; 1.2870 \} \text{m} = 1.2870\text{m}$$

$$l_d = l_s - w/2 = 2.8430\text{m}$$

$$\Rightarrow A_{\text{strut}} = t_s * w_{\text{eff}} * 0.38 = 0.26 * 1.2870 * 0.38 = 0.1272\text{m}^2$$

K.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO POR BRZEV (2009) PARA AS ALVENARIAS DO EDIFÍCIO 2

Dados Edifício 2:

$$A = 5.00\text{m}$$

$$d = 0.30\text{m}$$

$$B = 3.00\text{m}$$

$$d_2 = 0.40\text{m}$$

$$f'_m = 4.80\text{Mpa}$$

$$I_{\text{viga}} = \frac{0.25 * 0.40^3}{12} = 0.001333\text{m}^4$$

$$I_{\text{pilar}} = \frac{0.30^4}{12} = 0.000675\text{m}^4$$

$$L_{in} = A - d = 5.00 - 0.30 = 4.70\text{m}$$

$$H_{in} = B - d_2 = 3.00 - 0.40 = 2.60\text{m}$$

$$\Rightarrow l_s = \sqrt{L_{in}^2 + H_{in}^2} = \sqrt{4.70^2 + 2.60^2} = 5.3712\text{m}$$

$$\Rightarrow \sin \theta = \frac{2.60}{5.3712} = 0.48406 \Rightarrow \theta = 28.9511^\circ$$

$$\Rightarrow 2\theta = 57.9022^\circ \Rightarrow \sin 2\theta = 0.84714$$

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} * \left(\frac{4 * E_{\text{betão}} * I_{\text{pilar}} * H_{\text{inf}}}{E_m * t_w * \sin 2\theta * 0.38} \right)^{1/4} = 1.2758\text{m}$$

$$\alpha_h = \pi * \left(\frac{4 * E_{\text{betão}} * I_{\text{viga}} * L_{\text{inf}}}{E_m * t_w * \sin 2\theta * 0.38} \right)^{1/4} = 3.5076\text{m}$$

$$w = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_l^2} = \sqrt{1.2758^2 + 3.5076^2} = 3.7324\text{m}$$

$$w_{\text{eff}} = \min \left\{ w/2; \frac{l_s}{4} \right\} = \min \{ 1.8662; 1.3428 \} \text{m} = 1.3428\text{m}$$

$$l_d = l_s - w/2 = 3.5050\text{m}$$

$$\Rightarrow A_{\text{st}} = t_w * w_{\text{eff}} * 0.38 = 0.26 * 1.3428 * 0.38 = 0.1327\text{m}^2$$

As paredes de alvenaria do Edifício 2 são as mesmas do Edifício 1, sendo por isso os valores respeitantes às alvenarias iguais, pelo que o módulo de deformabilidade da escora a modelar será igual. Já o valor da área da escora será diferente, uma vez que as dimensões dos pilares e vigas do Edifício 1 e do Edifício 2 são diferentes.